



TUGAS AKHIR- RC14-1501

STUDI PERKUATAN JEMBATAN BETON BERTULANG MENGGUNAKAN SISTEM PRATEGANG EKSTERNAL

MICHAEL IGNATIUS MUNDUNG
NRP 3111 100 098

Dosen Pembimbing
Prof. Tavio, ST, MT, P.hD
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



FINAL PROJECT- RC14-1501

STRENGTHENING OF REINFORCEMENT CONCRETE BRIDGE WITH EXTERNAL PRESTRESSING

MICHAEL IGNATIUS MUNDUNG
NRP 3111 100 098

Major Supervisor
Prof. Tavio, ST, MT, Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS.

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institut of Technology
Surabaya 2016

**STUDI PERKUATAN JEMBATAN BETON BERTULANG
MENGUNAKAN SISTEM PRATEGANG EKSTERNAL**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya

Oleh:

MICHAEL IGNATIUS MUNDUNG
NRP. 3111 100 098

Disetujui oleh Pembimbing Tugas

1. **Prof. Tavio, ST, MT, Ph.D.**
NIP. 19700327199702100
2. **Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS**
NIP. 195503251980031004



Surabaya, Januari 2016

STUDI PERKUATAN JEMBATAN BETON BERTULANG MENGGUNAKAN SISTEM BETON BERTULANG

Nama Mahasiswa : Michael Ignatius Mundung
NRP : 3111 100 098
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Prof. Tavio, ST, MT, Ph.D
: Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS.

Abstrak

Jembatan dibangun untuk memenuhi kebutuhan beban transportasi sampai jangka waktu tertentu. tetapi seiring berkembang waktu, pengguna lalu lintas yang semakin padat dan berkembangnya perindustrian di perkotaan membuat struktur yang tersedia tidak kuat menampung beban yang ada. akibatnya terjadi masalah antara kecilnya kapasitas beban yang tersedia dan kebutuhan beban transportasi yang dibutuhkan didaerah tersebut. Pembuatan jembatan yang baru dinilai tidak efisien karena disamping biaya anggaran yang tidak kecil dan juga waktu kontruksi yang dapat mengganggu arus lalu lintas.

Pada saat ini perkuatan secara eksternal menjadi populer karena memecahkan permasalahan yang ada. Artinya bahwa setiap bangunan/struktur yang sudah didirikan dapat diupgrade lagi kekuatannya bahkan dengan kekuatan yang cukup tinggi. Pada Tugas akhir saya ini, saya akan melakukan studi jembatan beton bertulang yang diperkuat dengan prategang eksternal. Jembatan diperkuat karena mengalami peningkatan beban yang semula B.M. 70 meningkat menjadi B.M 100. RSNI T-02-2005 sebagai acuan standar pembebanan jembatan ini.

Kata Kunci : Prategang, Perkuatan Eksternal, Jembatan Beton Bertulang'

STRENGTHENING OF REINFORCEMENT CONCRETE BRIDGE WITH EXTERNAL PRESTRESSING

Nama Mahasiswa : Michael Ignatius Mundung
NRP : 3111 100 098
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Prof. Tavio, ST, MT, Ph.D
: Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS.

Abstrak

The bridge was built to meet the needs of the transportation load until a certain time period .An increase in traffic loads make the bridge can not accommodate the load. consequently there are problems between the available of the load capacity and the needs of transportation expenses. Making the new bridge is inefficient because while costs are not small budget and construction time can disrupt the flow of traffic.

At this time retrofitting externally became popular for solving the existing problems. It means that any building / structure that has been established can be upgraded again its strength even at high enough power. At My Final Project, I will do a study of conventional concrete bridges reinforced with external prestressing. The bridge is strengthened because of increased load which was originally BM 70 to BM 100. RSNI T-02-2005 as the reference standard loading this bridge.

Kata Kunci : Prestressed Concrete, Externally Retrofit

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat rahmat dan karunia-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul “Studi Perkuatan Jembatan Beton Bertulang menggunakan Sistem Prategang Eksternal”.

Penulis menyadari bahwa keberhasilan dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini tidak lepas dari bantuan, bimbingan dan dorongan dari berbagai pihak baik secara langsung maupun tidak langsung. Oleh karena itu, penulis mengucapkan banyak terima kasih dan penghargaan yang setinggi-tingginya kepada :

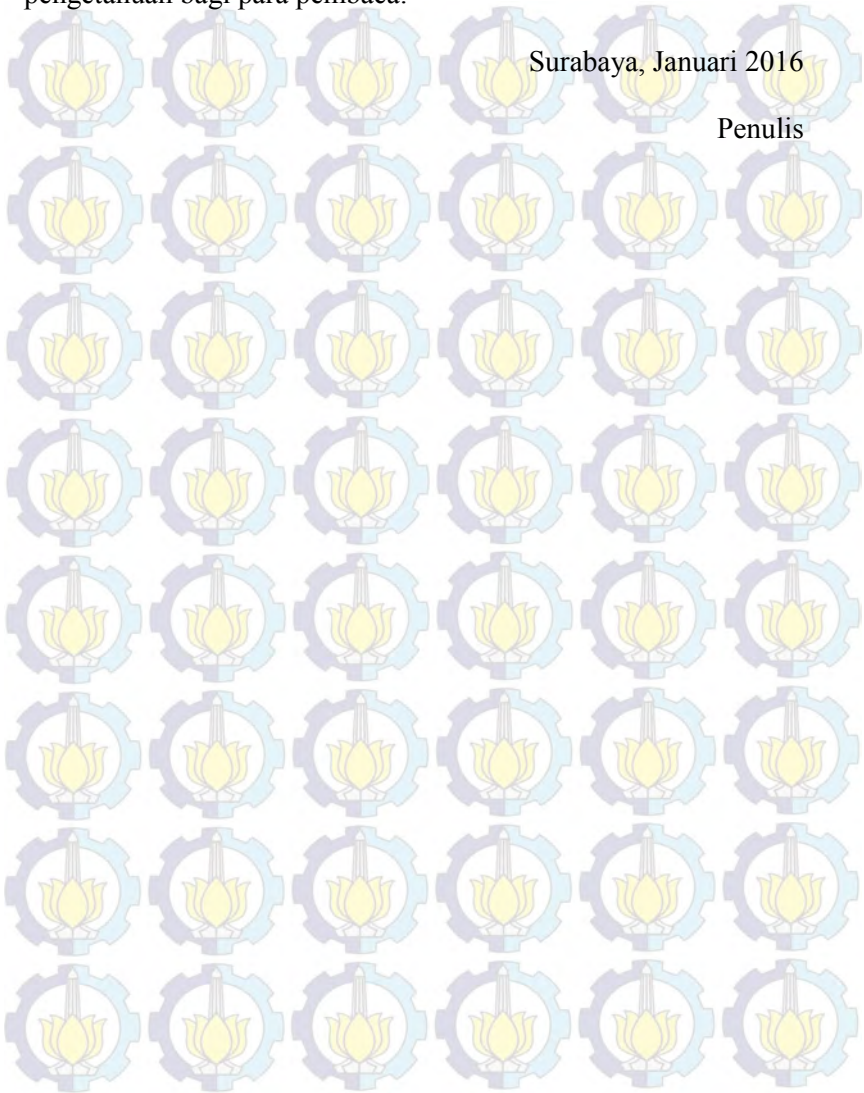
1. Tuhan Yang Maha Esa, yang selalu setia memberikan hidayah-Nya dalam proses pengerjaan Tugas Akhir ini.
2. Orang Tua dan Keluarga yang telah memberikan dukungan dan semangat sampai selesainya Tugas Akhir ini.
3. Prof. Tawio, ST, MT, P.hD dan Dr.Ir.Hidayat Soegihardjo, MS selaku dosen pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan dan arahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
4. Seluruh dosen pengajar beserta staff karyawan di Jurusan Teknik Sipil, terima kasih atas ilmu-ilmu yang telah diberikan.
5. Teman-teman teknik sipil angkatan 2011 yang turut membantu dan memberikan semangat kepada penulis.
6. Semua pihak yang tidak dapat disebutkan satu per satu yang selalu memberi dukungan untuk penulis selama perkuliahan dan pengerjaan tugas akhir ini, semoga jasa anda dibalas kebaikan oleh-Nya.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih mempunyai banyak kekurangan sehingga masih jauh dari kata sempurna. Oleh karena itu penulis mengharapkan kritik dan saran yang membangun dari berbagai pihak dalam perbaikan tugas akhir ini.

Semoga tugas akhir ini bermanfaat dan dapat menambah pengetahuan bagi para pembaca.

Surabaya, Januari 2016

Penulis



DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	v
ABSTRAK	ix
KATA PENGANTAR.....	xi
DAFTAR ISI	xvii
DAFTAR GAMBAR	xxi
DAFTAR TABEL	
BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan.....	2
1.4 Batasan Masalah.....	2
1.5 Manfaat tugas Akhir	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1 Umum.....	5
2.2 Peraturan Perancangan	5
2.3 Pembebanan	5
2.3.1 Beban Tetap.....	5
2.3.2 Beban Lalu Lintas	5
2.4 Jenis Jembatan.....	7
2.5 Jembatan Beton Bertulang.....	7
2.6 Beton Prategang	7
2.7 Prategang Eksternal.....	7
2.8 Kehilangan Prategang.....	9
2.8.1 Akibat Perpendekan Elastis.....	10
2.8.2 Akibat Gesek.....	11
2.8.3 Akibat Slip Angkur	12
2.8.4 Akibat Relaksasi Baja	13
2.8.5 Akibat Rangkak	14
2.8 Kontrol Lendutan	16

BAB III METODOLOGI

3.1 Umum	19
3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir	19
3.3 Studi Literatur	21
3.4 Preliminary Design	21
3.5 Pembebanan	22
3.6 Kontrol Kekuatan Jembatan	23
3.7 Perencanaan Prategang Eksternal	23
3.8 Pemberian Gaya Prategang	25
3.3 Kehilangan Prategang	25

BAB IV DESAIN STRUKTUR ATAS

4.1 Data Perencanaan	27
4.2 Desain Gelagar 12 meter	28
4.2.1 Desain Slab Kendaraan	26
4.2.2 Perencanaan Penampang	34
4.2.3 Pembebanan	34
4.2.4 Penulangan Lentur	40
4.2.5 Analisa Balok T	42
4.2.6 Momen Nominal	43
4.2.7 Kontrol Geser Balok	43
4.2.8 Kontrol Lendutan	44
4.1 Desain Gelagar 18 meter	47
4.3.1 Desain Slab Kendaraan	47
4.3.2 Perencanaan Penampang	51
4.3.3 Pembebanan	52
4.3.4 Penulangan Lentur	57
4.3.5 Analisa Balok T	59
4.3.6 Momen Nominal	59
4.3.7 Kontrol Geser Balok	59
4.3.8 Kontrol Lendutan	60

BAB V PERENCANAAN ABUTMEN GELAGAR 12 M

5.1 Data Perencanaan	65
----------------------------	----

5.2 Pembebanan	65
5.2.1 Berat Struktur Atas	66
5.3.2 Berat Sendiri Struktur Bawah	66
5.2.3 Beban Mati Tambahan	68
5.3.4 Beban Tekanan Tanah	68
5.3.5 Beban Lajur “D”	69
5.3.6 Beban Pedestrian	70
5.3.7 Beban Rem	70
5.3.8 Beban Angin	71
5.3.9 Beban Temperatur	72
5.3.10 Beban Gempa	73
5.3.11 Kombinasi Beban Kerja	79
5.3 Kontrol Stabilitas Guling	78
5.4 Perencanaan Tiang Pancang	83
5.5 Analisa Breast Wall	88
5.6 Analisa Back Wall	97
5.5 Analisa Wing Wall	99
5.6 Analisa Pile Cap	102

BAB VI PERENCANAAN ABUTMEN GELAGAR 18 M

6.1 Data Perencanaan	107
6.2 Pembebanan	107
6.2.1 Berat Struktur Atas	108
6.3.2 Berat Sendiri Struktur Bawah	108
6.2.3 Beban Mati Tambahan	110
6.3.4 Beban Tekanan Tanah	110
6.3.5 Beban Lajur “D”	111
6.3.6 Beban Pedestrian	112
6.3.7 Beban Rem	113
6.3.8 Beban Angin	113
6.3.9 Beban Temperatur	114
6.3.10 Beban Gempa	115
6.3.11 Kombinasi Beban Kerja	124
6.3 Kontrol Stabilitas Guling	124

6.4 Perencanaan Tiang Pancang	126
6.5 Analisa Breast Wall	132
6.6 Analisa Back Wall	138
6.5 Analisa Wing Wall	141
6.6 Analisa Pile Cap	146

BAB VII PENINGKATAN BEBAN LALU LINTAS

7.1 Peningkatan Beban Lalu Lintas	149
7.2 Peningkatan Momen Ultimate	149
7.2.1 Anlisis Gelagar 12 meter	149
7.2.1 Anlisis Gelagar 18 meter	151

BAB VIII PERKUATAN PRATEGANG EKSTERNAL

8.1 Umum	155
8.2. Perencanaan Prategang Eksternal bentang 12 meter ..	155
8.2.1 Analisa Penampang Komposit	155
8.2.2 Pencarian Gaya Prategang	157
8.2.3 Tegangan Balok saat menampung beban sendiri	158
8.2.4. Perhitungan Kehilangan Prategang sesaat	158
8.2.4.1. Akibat Slip Angkur	158
8.2.4.2 Akibat Elastisitas Beton	159
8.2.5 Tegangan Balok akibat Jacking (sesaat)	159
8.2.6 Tegangan Balok saat beban kerja 100%	161
8.2.7 Kehilangan Prategang sesudah transfer	161
8.2.7.1 Akibat Relaksasi Baja	161
8.2.7.2 Akibat Susut	162
8.2.7.3 Akibat Rangkak	163
8.2.8 Tegangan Balok akibat Jacking (Akhir)	164
8.2.9 Tegangan balok saat beban kerja dan prestress	164
8.2.10 Perhitungan Momen Nominal	164
8.2.11 Perhitungan saddle dan angkur	166
8.2. Perencanaan Prategang Eksternal bentang 18 meter ..	172
8.2.1 Analisa Penampang Komposit	172
8.2.2 Pencarian Gaya Prategang	173

8.2.3 Tegangan Balok saat menampung beban sendiri	174
8.2.4. Perhitungan Kehilangan Prategang sesaat.....	175
8.2.4.1. Akibat Slip Angkur	175
8.2.4.2 Akibat Elastisitas Beton	176
8.2.5 Tegangan Balok akibat Jacking (sesaat).....	176
8.2.6 Tegangan Balok saat beban kerja 100%.....	177
8.2.7 Kehilangan Prategang sesudah transfer.....	178
8.2.7.1 Akibat Relaksasi Baja	178
8.2.7.2 Akibat Susut	179
8.2.7.3 Akibat Rangkak.....	179
8.2.8 Tegangan Balok akibat Jacking (Akhir).....	180
8.2.9 Tegangan balok saat beban kerja dan prestress	181
8.2.10 Perhitungan Momen Nominal	181
8.2.11 Perhitungan saddle dan angkur.....	183

BAB IX PENUTUP

9.1 Kesimpulan.....	189
9.2 Saran.....	190
DAFTAR PUSTAKA.....	191
LAMPIRAN	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Beban Lajur “D”	6
Gambar 2.2	Beban Truk “T”	6
Gambar 2.3	Prinsip penerapan prategang.....	8
Gambar 2.4	Contoh Alternatif penerapan sistem Prategang Eksternal	9
Gambar 3.1	Diagram Alir pengerjaan Tugas Akhir	19
Gambar 3.2	Jenis perletakan tendon perkuatan prategang eksternal).....	24
Gambar 4.1	Penampang melintang jembatan	27
Gambar 4.2	Bidang geser ponds pelat	33
Gambar 4.3	Desain Penampang Balok.....	34
Gambar 4.4	Beban mati sendiri	35
Gambar 4.5	Beban Hidup “D”.....	38
Gambar 4.6	Ilustrasi Beban Angin	39
Gambar 4.7	Desain Tulangan pelat dan balok 12 m.....	42
Gambar 4.8	Tampak Melintang gelagar 18 m.....	47
Gambar 4.9	Desain Tulangan Balok 18 m	58
Gambar 5.1	Skema Beban Sendiri Abutmen.....	66
Gambar 5.2	skema Tekanan tanah.....	68
Gambar 5.3	ilustrasi beban angin	71
Gambar 5.4	Skema Beban Temperatur Pada Abutmen	72
Gambar 5.5	Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa.....	79
Gambar 5.6	Denah Tiang pancang	85

Gambar 5.7	Skema Beban Sendiri Breast Wall.....	88
Gambar 5.8	Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa.....	91
Gambar 5.9	Skema Tekana Tanah.....	94
Gambar 5.10	Skema tekanan tanah dinamis backwall	95
Gambar 5.11	Skema pembebanan Pile Cap.....	102
Gambar 6.1	Skema Beban Sendiri Abutmen.....	108
Gambar 6.2	skema Tekanan tanah.....	110
Gambar 6.3	ilustrasi beban angin	113
Gambar 6.4	Skema Beban Temperatur Pada Abutmen.....	114
Gambar 6.5	Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa.....	121
Gambar 6.6	Denah Tiang pancang	127
Gambar 6.7	Skema Beban Sendiri Breast Wall.....	131
Gambar 6.8	Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa.....	134
Gambar 6.9	Skema Tekana Tanah.....	137
Gambar 6.10	Skema tekanan tanah dinamis backwall	138
Gambar 5.11	Skema pembebanan Pile Cap.....	145
Gambar 7.1	Grafik Hubungan Momen Ultimate dan Nominal pada beban kerja 70% (bentang 12 meter).....	150
Gambar 7.2	Grafik Hubungan Momen Ultimate dan Nominal pada beban kerja 100% (bentang 12 meter).....	151
Gambar 7.3	Gambar 7.3 Grafik Hubungan Momen Ultimate dan Nominal pada beban kerja 70% (bentang 18 meter).....	152

Gambar 7.4	Grafik Hubungan Momen Ultimate dan Nominal pada beban kerja 100% (bentang 18 meter).....	153
Gambar 8.1	Diagram Tegangan balok (12 m) saat menampung beban sendiri	158
Gambar 8.2	Diagram Tegangan Balok (12 m) Akibat Jacking (sesaat setelah transfer).....	160
Gambar 8.3	Diagram Tegangan Balok (12 m) akibat beban sendiri dan akibat jacking.....	160
Gambar 8.4	Diagram Tegangan Balok (12 m) saat memikul beban kerja 100%	161
Gambar 8.5	Diagram Tegangan Balok (12 m) akibat jacking (setelah kehilangan total)	164
Gambar 8.6	Diagram Tegangan Balok (12 m) saat memikul beban kerja 100% dan dengan perkuatan prategang eksternal	164
Gambar 8.7	Gaya pada saddle dan Angker (12 m).....	166
Gambar 8.8	Sambungan pada saddle (12 m).....	168
Gambar 8.9	Sambungan Pada Angker (12 m).....	169
Gambar 8.10	Diagram Tegangan balok (18 m) saat menampung beban sendiri	175
Gambar 8.11	Diagram Tegangan Balok (18 m) Akibat Jacking (sesaat setelah transfer).....	177
Gambar 8.12	Diagram Tegangan Balok (18 m) akibat beban sendiri dan akibat jacking.....	177
Gambar 8.13	Diagram Tegangan Balok (18 m) saat memikul beban kerja 100%	178
Gambar 8.14	Diagram Tegangan Balok (18 m) akibat jacking (setelah kehilangan total)	181

Gambar 8.15	Diagram Tegangan Balok (18 m) saat memikul beban kerja 100% dan dengan perkuatan prategang eksternal	181
Gambar 8.16	Gaya pada saddle dan Angker (18 m).....	183
Gambar 8.17	Sambungan pada saddle (18 m).....	185
Gambar 8.18	Sambungan Pada Angker (18 m).....	186

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Beban Lajur “D”	6
Gambar 2.2	Beban Truk “T”	6
Gambar 2.3	Prinsip penerapan prategang.....	8
Gambar 2.4	Contoh Alternatif penerapan sistem Prategang Eksternal	9
Gambar 3.1	Diagram Alir pengerjaan Tugas Akhir	19
Gambar 3.2	Jenis perletakan tendon perkuatan prategang eksternal).....	24
Gambar 4.1	Penampang melintang jembatan	27
Gambar 4.2	Bidang geser ponds pelat	33
Gambar 4.3	Desain Penampang Balok.....	34
Gambar 4.4	Beban mati sendiri	35
Gambar 4.5	Beban Hidup “D”.....	38
Gambar 4.6	Ilustrasi Beban Angin	39
Gambar 4.7	Desain Tulangan pelat dan balok 12 m.....	42
Gambar 4.8	Tampak Melintang gelagar 18 m.....	47
Gambar 4.9	Desain Tulangan Balok 18 m	58
Gambar 5.1	Skema Beban Sendiri Abutmen.....	66
Gambar 5.2	skema Tekanan tanah.....	68
Gambar 5.3	ilustrasi beban angin	71
Gambar 5.4	Skema Beban Temperatur Pada Abutmen	72
Gambar 5.5	Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa.....	79
Gambar 5.6	Denah Tiang pancang	85

Gambar 5.7	Skema Beban Sendiri Breast Wall.....	88
Gambar 5.8	Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa.....	91
Gambar 5.9	Skema Tekana Tanah.....	94
Gambar 5.10	Skema tekanan tanah dinamis backwall	95
Gambar 5.11	Skema pembebanan Pile Cap.....	102
Gambar 6.1	Skema Beban Sendiri Abutmen.....	108
Gambar 6.2	skema Tekanan tanah.....	110
Gambar 6.3	ilustrasi beban angin	113
Gambar 6.4	Skema Beban Temperatur Pada Abutmen.....	114
Gambar 6.5	Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa.....	121
Gambar 6.6	Denah Tiang pancang	127
Gambar 6.7	Skema Beban Sendiri Breast Wall.....	131
Gambar 6.8	Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa.....	134
Gambar 6.9	Skema Tekana Tanah.....	137
Gambar 6.10	Skema tekanan tanah dinamis backwall	138
Gambar 5.11	Skema pembebanan Pile Cap.....	145
Gambar 7.1	Grafik Hubungan Momen Ultimate dan Nominal pada beban kerja 70% (bentang 12 meter).....	150
Gambar 7.2	Grafik Hubungan Momen Ultimate dan Nominal pada beban kerja 100% (bentang 12 meter).....	151
Gambar 7.3	Gambar 7.3 Grafik Hubungan Momen Ultimate dan Nominal pada beban kerja 70% (bentang 18 meter).....	152

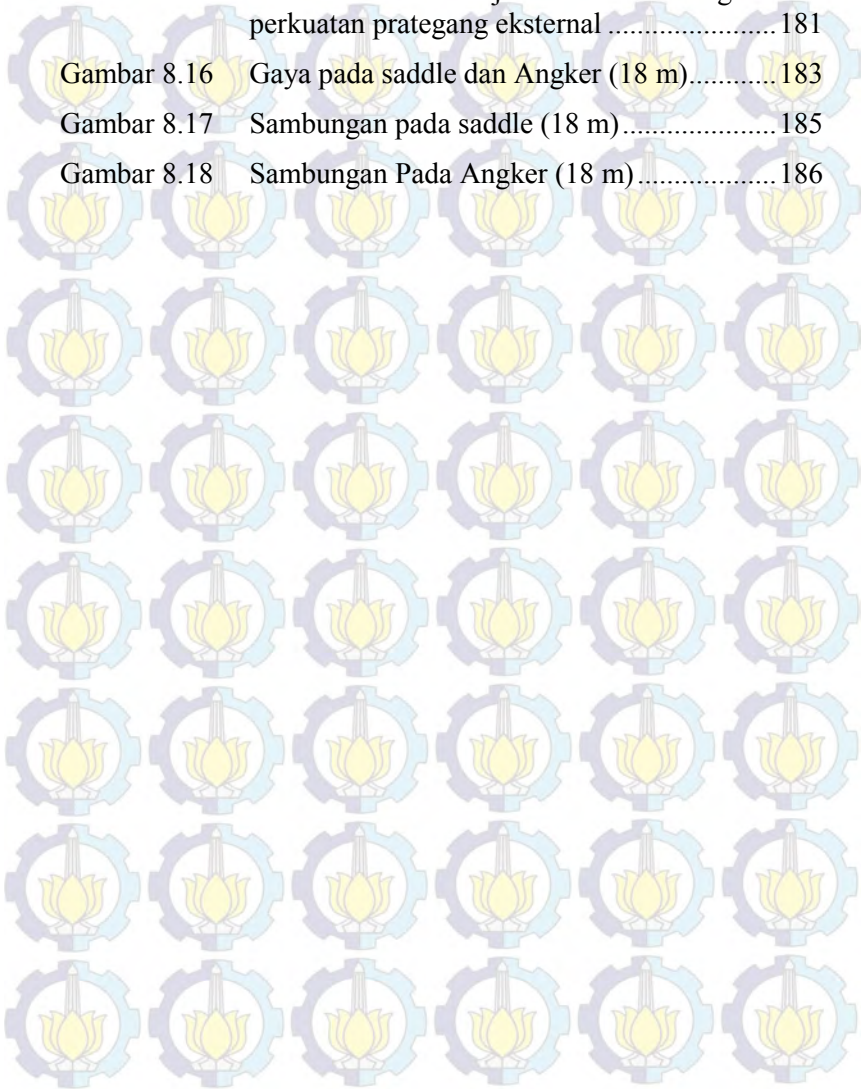
Gambar 7.4	Grafik Hubungan Momen Ultimate dan Nominal pada beban kerja 100% (bentang 18 meter).....	153
Gambar 8.1	Diagram Tegangan balok (12 m) saat menampung beban sendiri	158
Gambar 8.2	Diagram Tegangan Balok (12 m) Akibat Jacking (sesaat setelah transfer).....	160
Gambar 8.3	Diagram Tegangan Balok (12 m) akibat beban sendiri dan akibat jacking.....	160
Gambar 8.4	Diagram Tegangan Balok (12 m) saat memikul beban kerja 100%	161
Gambar 8.5	Diagram Tegangan Balok (12 m) akibat jacking (setelah kehilangan total)	164
Gambar 8.6	Diagram Tegangan Balok (12 m) saat memikul beban kerja 100% dan dengan perkuatan prategang eksternal	164
Gambar 8.7	Gaya pada saddle dan Angker (12 m).....	166
Gambar 8.8	Sambungan pada saddle (12 m).....	168
Gambar 8.9	Sambungan Pada Angker (12 m).....	169
Gambar 8.10	Diagram Tegangan balok (18 m) saat menampung beban sendiri	175
Gambar 8.11	Diagram Tegangan Balok (18 m) Akibat Jacking (sesaat setelah transfer).....	177
Gambar 8.12	Diagram Tegangan Balok (18 m) akibat beban sendiri dan akibat jacking.....	177
Gambar 8.13	Diagram Tegangan Balok (18 m) saat memikul beban kerja 100%	178
Gambar 8.14	Diagram Tegangan Balok (18 m) akibat jacking (setelah kehilangan total)	181

Gambar 8.15 Diagram Tegangan Balok (18 m) saat memikul beban kerja 100% dan dengan perkuatan prategang eksternal181

Gambar 8.16 Gaya pada saddle dan Angker (18 m)..... 183

Gambar 8.17 Sambungan pada saddle (18 m).....185

Gambar 8.18 Sambungan Pada Angker (18 m).....186



BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Jembatan merupakan sarana transportasi yang penting bagi masyarakat. bahkan jembatan juga bisa dikatakan sebagai tonggak perkembangan perekonomian suatu daerah. seiring berjalannya waktu berkembangnya sektor industri suatu daerah membuat transportasi semakin sibuk dan muatan yang dibawa oleh kendaraan berat semakin besar. sedangkan jembatan yang tersedia tidak cukup menampung beban yang kian lama semakin meningkat. Pembangunan jembatan yang baru juga dianggap tidak lagi efisien mengingat biaya yang cukup mahal dan terganggunya aktivitas transportasi tersebut akibat kegiatan konstruksi. Dengan ilmu teknik sipil yang semakin berkembang maka konsep gaya prategang pada beton bisa dikembangkan tanpa merubah konsep awal.

Beton prategang dapat menghilangkan atau mengontrol retak dan defleksi (Nawy, 2000). Pada beton Prategang, kedua material baik beton dan baja sama sama aktif dalam menahan beban. Beton aktif menahan tekan sedangkan baja juga aktif dalam menahan tarik. Oleh Karena itu beton Prategang hanya memerlukan dimensi yang lebih kecil dibanding beton bertulang dalam mutu yang sama. Awalnya beton Prategang merupakan satu kesatuan bahan antara beton dan angkur baja. Beton Prategang mula mula mengambil konsep bahwa angkur baja berada dalam area penampang beton sehingga beton dan baja sama sama bekerja aktif dalam menahan beban. Namun ternyata ditemukan bahwa perkuatan tidak hanya bisa dilakukan di dalam beton tetapi memungkinkan untuk menambah kekuatan beton dengan menambah perkuatan pada bagian luar beton. Perkuatan ini disebut dengan perkuatan Prategang eksternal.

Pada pengerjaan Tugas Akhir ini penulis ingin melakukan studi mengenai Peningkatan Kapasitas Jembatan Beton Bertulang dari Pembebanan beban B.M 70 diperkuat menggunakan Prategang

Eksternal menjadi pembebanan B.M 100 . Pengerjaan studi ini dilakukan pada dua bentang yaitu bentang 12 meter dan bentang 18 meter. Sedangkan Jenis Jembatan adalah Jembatan Beton Bertulang menggunakan Pelat Balok T.

1.2. Perumusan Masalah

Masalah Utama

Bagaimanakah desain perkuatan menggunakan Prategang eksternal yang tepat untuk digunakan dalam perkuatan Jembatan Balok Beton Bertulang?

Detail Masalah

- Bagaimana mendesain layout awal struktur jembatan ?
- Bagaimana Desain struktur sekunder dan struktur utama jembatan ?
- Bagaimanakah Perencanaan Perkuatan Prategang secara eksternal pada Jembatan Beton Bertulang ?
- Bagaimanakah membuat gambar teknis Jembatan ?

1.3. Tujuan

Masalah Utama

Mengetahui desain perkuatan menggunakan Sistem Prategang Eksternal pada Jembatan Beton Bertulang

Detail Tujuan

- Mengetahui Desain Layout jembatan.
- Mengetahui desain struktur sekunder maupun utama jembatan.
- Mengetahui perencanaan penggunaan sistem prategang eksternal pada Jembatan Beton Bertulang.
- Mengetahui gambar teknis Jembatan.

1.4. Batasan Masalah

Pada tugas akhir ini penulis memberikan batasan-batasan masalah sebagai berikut :

- Jenis Jembatan adalah Jembatan Balok Beton bertulang
- Bentang yang digunakan adalah bentang 12 m dan 18 m

- Asumsi Konfigurasi perletakan adalah sendi-rol
- Penampang balok berupa profil T
- Tidak menghitung analisa biaya
- Tidak menghitung kekuatan bangunan bawah

1.5. Manfaat

Adapun manfaat yang ingin diperoleh dari tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

- Memberikan alternatif baru dalam kekuatan jembatan di Indonesia
- Memberikan contoh perencanaan kekuatan Jembatan Beton Bertulang menggunakan sistem prategang eksternal



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. UMUM

Dalam pengerjaan tugas akhir, penulis ingin melakukan studi perkuatan jembatan beton bertulang menggunakan sistem prategang eksternal. awalnya Jembatan ini dikerjakan dengan pembebanan BM 70 dan diperkuat dengan prategang eksternal dengan pembebanan BM 100. Pengerjaan ini dilakukan pada dua bentang jembatan dengan panjang 12 meter dan 18 meter.

2.2. PERATURAN PERANCANGAN

Peraturan yang digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini adalah SNI-T-02-2005.

2.3. PEMBEBANAN

2.3.1. Beban Tetap

- Berat Sendiri / Dead Load

Merupakan berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen structural, ditambah dengan elemen non structural yang dianggap tetap. Faktor beban berat sendiri diatur pada RSNI T-02-2005 pasal 5.2.

- Beban Mati Tambahan / Superimposed Dead Load

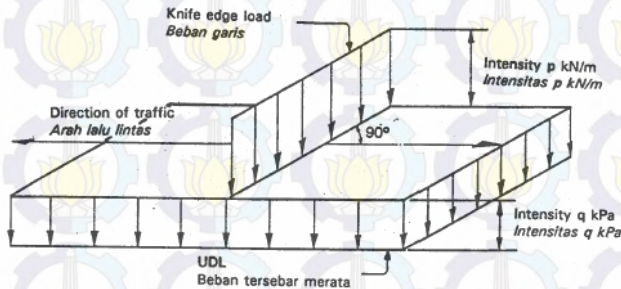
Merupakan berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non structural dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Faktor beban mati tambahan diatur pada RSNI T-02-2005 pasal 5.3.

2.3.2. Beban Lalu Lintas

- Beban Lajur “D”

Secara umum beban “D” akan menentukan dalam perhitungan yang mempunyai bentang mulai dari sedang sampai panjang. Sesuai dengan RSNI T-02-2005 pasal 6.3. beban lajur “D” terdiri atas beban tersebar merata (BTR)

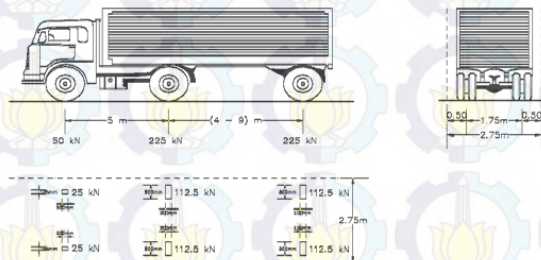
dan beban garis (BGT). Konfigurasi pembebanan beban “D” dapat dilihat pada gambar 2.2.



Gambar 2.1. Beban Lajur “D”

- **Beban Truk “T”**

Berdasarkan RSNI T-02-2005 pasal 6.4. pembebanan truk terdiri dari kendaraan truk semi-trailer yang memiliki susunan dan berat as seperti terlihat dalam gambar 2.3.



Gambar 2.2. Beban Truk “T”

- **Gaya Rem**

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas harus diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem diatur dalam RSNI T-02-2005 pasal 6.7.

- **Pembebanan Pejalan Kaki**

Sesuai dengan peraturan RSNI T-02-2005 pasal 6.9. semua elemen dari trotoar atau jembatan penyeberangan yang

langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk beban nominal 5 kPa.

2.4. JENIS JEMBATAN

Jenis Jembatan berbeda-beda tergantung bentang yang dibutuhkan. Berikut macam macam jembatan menurut panjang bentang jembatan :

1. Pelat, gorong – gorong, Balok (sampai 15 m)
2. Jembatan Prategang , Jembatan Komposit (10-50)
3. Jembatan Rangka Batang (50-500 m)
4. Jembatan Busur (90-550 m)
5. Jembatan Cable Stayed (90-1100 m)
6. Jembatan Suspension (300 – 2000 m)

Dalam Pengerjaian Tugas Akhir ini, Jenis jembatan eksisting yang digunakan adalah Jembatan Beton Bertulang

2.5. JEMBATAN BETON BERTULANG

Jembatan Beton Bertulang merupakan Jembatan dengan struktur utamanya ialah beton bertulang. Beton bertulang merupakan Beton yang memanfaatkan tulangan baja sebagai perkuatan terhadap Tarik. Beton sangat kuat terhadap tekan tetapi sangat lemah terhadap Tarik.

2.6 BETON PRATEGANG

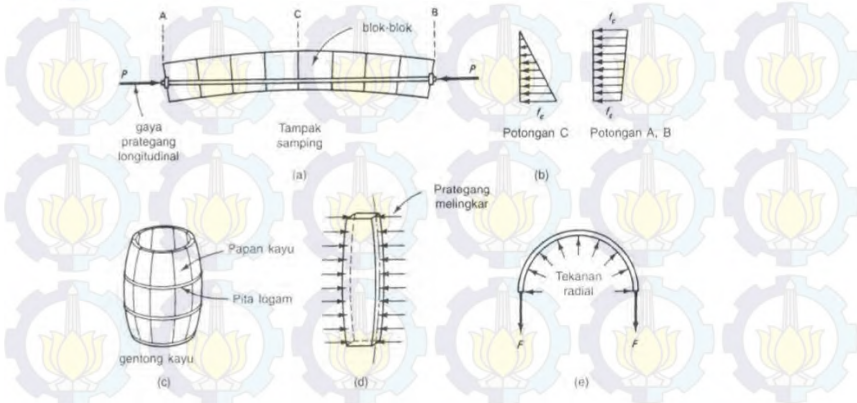
Beton adalah suatu bahan yang mempunyai kekuatan yang tinggi terhadap tekan, tetapi sebaliknya mempunyai kekuatan relatif sangat rendah terhadap tarik, sedangkan baja adalah suatu material yang mempunyai kekuatan tarik yang sangat tinggi. Dengan mengkombinasikan beton dan baja sebagai bahan struktur, maka tegangan tekan dipikulkan kepada beton sementara tegangan tarik dipikulkan kepada baja.

Pada struktur dengan bentang yang panjang, struktur bertulang biasa tidak cukup untuk menahan tegangan lentur sehingga terjadi retak-retak di daerah yang mempunyai tegangan lentur, geser, atau puntir yang tinggi. Timbulnya retak-retak awal

pada beton bertulang disebabkan oleh ketidakcocokan (non compatibility) dalam regangan-regangan baja dan beton, hal ini yang merupakan titik awal dikembangkannya suatu material baru seperti beton prategang.

Beton prategang pada dasarnya merupakan beton dimana tegangan-tegangan internal dengan besar serta distribusi yang sesuai diberikan sedemikian rupa sehingga tegangan-tegangan yang diakibatkan oleh beban-beban luar diberikan perlawanan hingga pada suatu kondisi yang diinginkan. Pada batang beton bertulang, prategang pada umumnya diberikan dengan menarik baja tulangannya.

Pada proses pembuatan tong kayu yang diperkuat dengan sabuk logam serta pemasangan sabuk logam disekeliling roda kayu menunjukkan bahwa seni prategangan telah dipraktekkan sejak zaman dahulu. Pemberian gaya prategang, bersama besarnya, ditentukan terutama berdasarkan jenis sistem yang dilaksanakandan panjang bentang serta kelangsingan yang dikehendaki. Gaya prategang yang diberikan secara longitudinal di sepanjang atau sejajar dengan sumbu komponen struktur, maka prinsip-prinsip prategang dikenal sebagai pemberian prategang linier



Gambar 2.3 Prinsip penerapan prategang

2.7 PRATEGANG EKSTERNAL

Prinsip perkuatan dengan Prategang Eksternal adalah menyederhanakan penerapan beban aksial yang dikombinasikan dengan gaya angkat untuk meningkatkan kapasitas lentur dan geser dari struktur balok atau komponen. Peningkatan kekuatan yang diberikan dengan prategang eksternal dapat mereduksi defleksi dan vibrasi selama umur layannya.

Sama seperti pada sistem prategang yang biasa dilakukan khususnya jembatan beton parategang, Prategang Eksternal menerapkan suatu gaya tekan yang dikombinasikan dengan momen eksentrisitas guna menambah kapasitas lentur serta memperbaiki kondisi retakan dari suatu gelagar. Penerapan system prategang ini dilakukan dengan pemasangan angker, tendon dan deviator pada struktur jembatan.



a) Tendon Eksentris



b) Tendon Poligon King Pose



c) Tendon Poligon double King Pose

Gambar 2.4 Contoh Alternatif penerapan sistem Prategang Eksternal

2.8 KEHILANGAN PRATEGANG

Suatu kenyataan yang jelas bahwa prategang awal yang diberikan ke elemen beton mengalami proses reduksi yang progresif selama waktu kurang lebih 5 tahun. (T. Y. Lin, 2000). Sehingga perlu dilakukan peninjauan ulang setiap tahap pembebanan, dari transfer gaya prategang ke beton hingga mencapai ultimit. Pengurangan gaya prategang dibedakan menjadi dua kategori :

1. Kehilangan Elastis
Kehilangan elastis adalah kehilangan gaya prategang awal setelah gaya prategang awal itu diberikan. Contoh kehilangan prategang ini sebagai berikut :
 - Kehilangan akibat perpendekan elastis
 - Kehilangan akibat Pengangkurian
 - Kehilangan Akibat Relaksasi Baja
2. Kehilangan yang bergantung terhadap waktu
Adalah kehilangan yang disebabkan oleh faktor waktu. Macam kehilangan ini ada dua yaitu :
 - Kehilangan akibat rangkai
 - Kehilangan akibat susut

2.8.1 Kehilangan akibat perpendekan elastis

Pada saat beton diberi gaya prategang awal (jacking), beton secara otomatis akan memendek. Ini disebabkan karena tendon yang melekat pada beton secara otomatis memendek akibat gaya prestress yang diberikan. Secara umum kehilangan prategang dapat dihitung sebagai berikut :

$$\Delta f_{pES} = K \frac{E_s \cdot P_i}{A_c \cdot E_c} = K \frac{E_s \cdot f_{cs}}{E_c}$$

Dengan nilai f_{cs} sebagai berikut :

$$f_{cs} = \frac{F_0}{A_c} + \frac{F_e \cdot e^2}{I} - \frac{M_G \cdot e}{I}$$

Dimana :

f_{cs} = tegangan beton pada level pusat berat baja segera setelah transfer

F_0 = Gaya akibat tarikan tendon

e = Eksentrisitas pada tendon

M_G = Momen akibat berat sendiri balok

A_c = Luas penampang balok

E_s = Modulus Elastisitas baja tendon prategang

I = Momen Inersia Balok

K = 1 untuk komponen struktur pra tarik

= 0.5 untuk komponen struktur pasca Tarik.

2.8.2 Kehilangan akibat Gesek

Kehilangan ini diakibatkan karena ketidaksempurnaan dalam fungsi alinyemen diseluruh panjang tendon, baik alinyemen lurus maupun *draped*. Kehilangan ini terjadi karena gesekan antara tendon dan bahan disekelilingnya. Kehilangan prategang akibat gesekan dapat dihitung dengan cara :

$$F_{TB} = F_{OTB} \times e^{-((\mu\alpha) + (KxL))}$$

$$\Delta F = F_{OTB} - F_{TB}$$

$$\alpha = \frac{8f}{L}$$

Dimana :

F_{TB} = Gaya prategang setelah terjadi kehilangan akibat friction

ΔF = Besarnya gaya kehilangan prategang akibat friksi

F_{oTB} = Gaya awal prategang ditengah bentang

α = Sudut Kehilangan

μ = Koefisien friksi (gesekan)

K = Koefisien Woble

L = Panjang Bersih balok

f = Fokus tendon (eksentrisitas dari cgs)

2.8.3 Kehilangan Akibat Slip Angkur

Kehilangan ini terjadi pada saat tendon ditarik sampai nilai gaya prategang penuh kemudian dongkrak dilepas sehingga gaya prategang terlihat ke angkur. Pada metode pasca Tarik setelah pemberian gaya prategang dan dongkrak dilepas gaya jacking dialihkan ke angkur. Perlengkapan dalam angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung mengalami deformasi, sehingga tendon dapat tergelincir sedikit.

Besarnya nilai kehilangan prategang akibat slip angkur dapat dihitung dengan perumusan berikut :

$$\Delta f_s = \frac{\Delta a \cdot E_s}{L}$$

Dimana :

Δf_s = Kehilangan prategang pada baja

Δa = deformasi total pada angker

L = Panjang total kabel

2.8.4 Kehilangan Prategang akibat relaksasi Baja

Besarnya gaya yang hilang bergantung pada lamanya waktu dan rasio antara prategang awal f_{pu} dan kuat leleh baja prategang f_{py} , Untuk menentukan besaran – besaran dari koefisien – koefisien yang dipakai maka harus diketahui dahulu nilai tegangan ultimate yang terpakai. Dengan nilai f_{pu} dan f_{py} dapat dihitung sebagai berikut :

$$f_{pu} = \frac{\text{minimum breaking Load}}{A_s}$$

Maka sesuai Lin & Burns, 2000 Tabel 4.5 hal. 111, maka digunakan tipe tendon kawat relaksasi- rendah derajat 1720 MPa. Sehingga perhitungan besarnya gaya yang hilang akibat relaksasi baja adalah sebagai berikut :

$$RET_1 = [K_{re} - J(SH_1 + CR_1 + ES_1)C]$$

Dimana :

f_{pu} = Tegangan Ultimate yang terpakai

RET_1 = Kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja

K_{re} = Koefisien relaksasi baja

J = Koefisien relaksasi

SH_1 = Kehilangan pratekan akibat susut beton

CR = Kehilangan pratekan akibat rangkai beton

ER = Kehilangan pratekan akibat perpendekan elastis

C = Koefisien batang stress relieved

2.8.5 Kehilangan Prategang akibat Rangkai

Merupakan deformasi lateral akibat tegangan longitudinal yang dapat menyebabkan hilangnya sebagian gaya prategang dengan adanya tegangan rangkai. Tegangan tersebut hanya terjadi akibat beban yang terus menerus selama riwayat pembebanan elemen beton prategang. Sesuai Lin & Burn, 2000 hal 107 dan Nawy, 2001 hal 82 perumusan rangkai adalah sebagai berikut :

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{cds})$$

Dimana :

K_{cr} = Untuk Komponen struktur pasca-tarik adalah sebesar 1.6

f_{cds} = Tegangan beton didaerah cgs akibat beban tetap permanent (super imposed dead load), dinyatakan dengan $MG + \phi L$, Beban tetap permanent merupakan semua beban mati tambahan yang bekerja setelah pemberian gaya prategang

f_{cir} = Tegangan Beton didaerah cgs oleh F_o segera setelah transfer

Kehilangan Prategang Akibat Susut Beton

Susut pada beton adalah regangan yang terjadi akibat penguapan air yang bergantung pada kelembapan, ukuran bentuk penampang dan waktu kehilangan prategang akibat susut untuk komponen struktur pasca Tarik bernilai lebih kecil karena sebagian susut telah terjadi sebelum pemberian gaya prategang. Besarnya nilai kehilangan prategang akibat susut dapat dilihat pada persamaan berikut :

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} K_{SH} E_s \left(1 - 0,0236 \frac{v}{s}\right) (100 - RH)$$

Dimana :

K_{SH} = Untuk pasca-tarik, nilainya ditentukan oleh Lin & Burn, 2000 Tabel 4-4 hal. 109

$\frac{v}{s}$ = $\frac{V}{S}$ adalah ratio volume dan S adalah luas permukaan

Tabel 2.1 Tabel Koefisien Ksh

KSH	waktu akhir perawatan hingga pemberian gaya prategang
0.92	1
0.85	3
0.8	5
0.77	7
0.73	10
0.64	20
0.58	30
0.45	60

2.9 KONTROL LENDUTAN

Lendutan yang terjadi pada balok prategang berbeda dengan balok bertulang biasa, karena lendutan yang terjadi selain akibat dari beban yang bekerja juga lendutan yang terjadi karena pengaruh penarikan gaya prategang yang dapat menyebabkan arah lendutan berlawanan dengan lendutan beban yang disebut dengan camber. Lendutan tersebut dapat digunakan dengan lebih menguntungkan untuk menghasilkan lendutan keatas yang diinginkan dan menggeser lendutan akibat beban. Sebaliknya, lendutan keatas akibat gaya prategang tersebut juga akan menyebabkan kesulitan yang serius jika memberikan gaya penarikan yang terlalu berlebihan. Oleh karena itu, peramalan lendutan yang akan terjadi pada komponen struktur prategang harus dilakukan. Lendutan yang bekerja antara lain:

- Lendutan Akibat Tekana Tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan 16a rah atas. Sedangkan syarat ijin lendutan mengarah ke bawah, sehingga lendutan akibat tendon dapat melawan lendutan kebawah yang diakibatkan oleh beban dan berat sendiri.

$$\Delta I_{PO} = \frac{5}{384} x \frac{P_o x l^4}{E_c x I}$$

Dengan nilai P sebesar

$$P_o = \frac{8x F_o x f}{l^2}$$

Dimana

F_o = Gaya Prategang (N)

f = Fokus tendon (eksentrisitas dari
cgs, mm)

l = Panjang Efektif (dalam mm)

E_c = Modulus Elastisitas Beton
(Mpa)

I = Inertia Balok (dalam mm)

- Lendutan akibat berat sendiri

Berat sendiri balok menyebabkan balok tertekuk ke bawah sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke bawah. Besarnya Lendutan akibat berat sendiri adalah L

$$\Delta I_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{q_o \times l^4}{E_c \times I}$$

Dimana :

q_o = Berat sendiri saat jacking

f = Fokus tendon (eksentrisitas dari
cgs, mm)

l = Panjang efektif (dalam mm)

E_c = Modulus Elastisitas Beton
(Mpa)

I = Inertia Balok (dalam mm⁴)

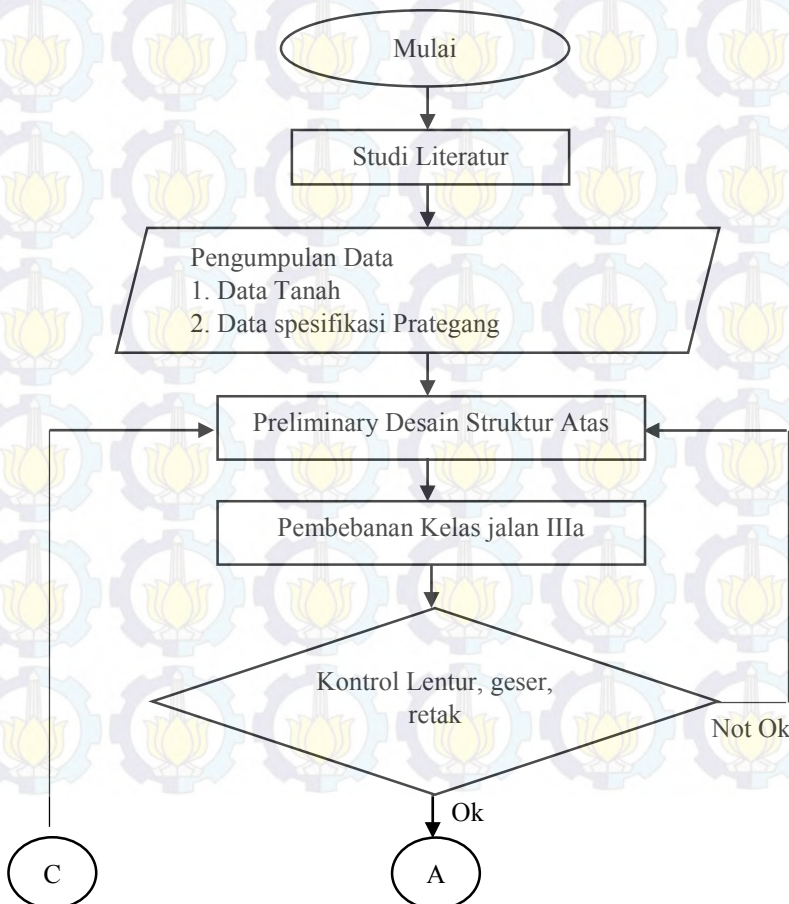


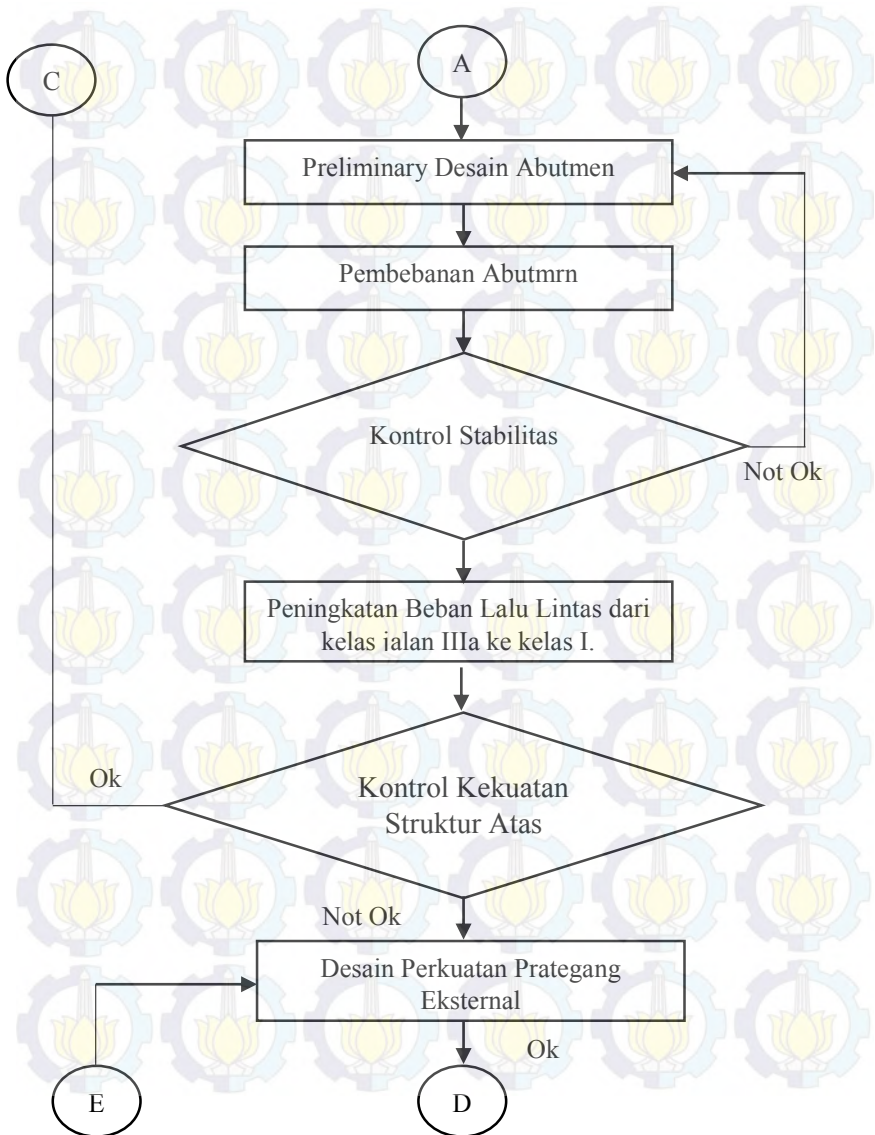
BAB III METODOLOGI

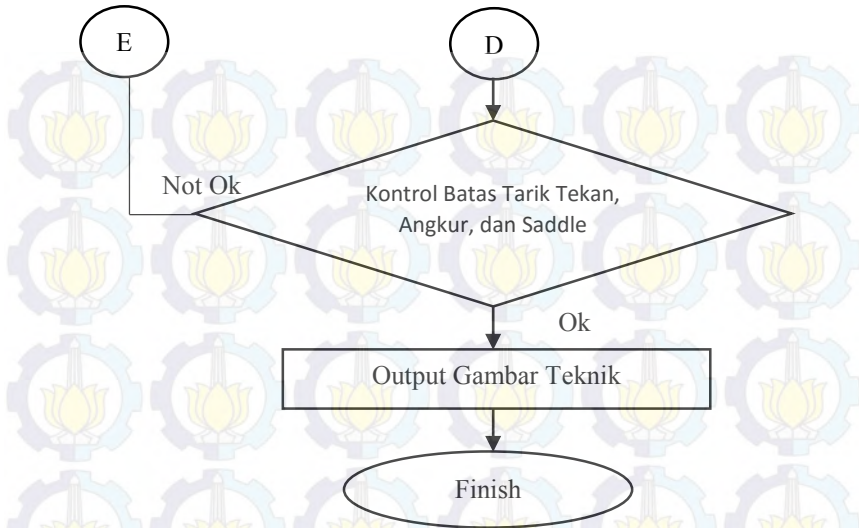
3.1. Umum

Sebelum mengerjakan Tugas Akhir ini, perlu disusun langkah- langkah pengerjaan beserta uraian kegiatan yang akan dikerjakan. Urutan pengerjaan dimulai studi literature, perencanaan jembatan baton Bertulang, sampai mencapai tujuan akhir dari studi yang akan dilakukan.

3.2. Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir







Gambar 3.1 Diagram Alir pengerjaan Tugas Akhir

3.3. Studi Literatur

Studi literatur yang dilakukan dalam tugas akhir ini adalah dengan menggunakan jurnal-jurnal baik internasional maupun nasional mengenai perkuatan prategang eksternal serta peraturan peraturan yang digunakan. Terdapat banyak literature mengenai perkuatan prategang eksternal pada jembatan menggunakan beton precast, Jembatan komposit, bahkan menggunakan beton Prategang itu sendiri. Tetapi penulis ingin memfokuskan pada perkuatan prategang eksternal pada Jembatan Beton Bertulang.

3.4. Preliminary Design

Pembagian Jenis jembatan merujuk pada standar bangunan atas jembatan Direktorat Jendral Prasarana Wilayah menurut pembebanannya adalah

1. Kelas muatan B.M. 100, yaitu 100% muatan “D” dan 100% muatan “T”
2. Kelas muatan B.M. 70, yaitu 70% muatan “D” dan 70% muatan “T”

Dalam Tugas akhir ini, Penulis ingin melakan studi perkuatan jembatan beton bertulang yang pada mulanya memakai pembebanan B.M 70 diperkuat dengan prategang eksternal sampai mencapai beban B.M 100 %. Studi ini dilakukan pada dua bentang yaitu bentang 12 m dan bentang 18 m. Beton yang digunakan adalah beton gelagar balok T.

3.5. Pembebanan

Pembebanan yang digunakan sesuai dengan RSNI T-02-2005. Pada perencanaan Jembatan Balok Beton bertulang digunakan hanya 70% dari beban penuh yang diberikan. Selanjutnya ditingkatkan menjadi 100% dengan perkuatan prategang eksternal. Dengan kata lain 30% beban sisanya ditampung oleh perkuatan tersebut.

3.5.1 Beban Tetap

- Berat Sendiri / Dead Load
Merupakan berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen structural, ditambah dengan elemen non structural yang dianggap tetap. Faktor beban berat sendiri diatur pada RSNI T-02-2005 pasal 5.2.
- Beban Mati Tambahan / Superimposed Dead Load
Merupakan berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non structural dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Faktor beban mati tambahan diatur pada RSNI T-02-2005 pasal 5.3.

3.5.2 Beban Lalu Lintas

- Beban Lajur “D”

Secara umum beban “D” akan menentukan dalam perhitungan yang mempunyai bentang mulai dari sedang sampai panjang. Sesuai dengan RSNI T-02-2005 pasal 6.3. beban lajur “D” terdiri atas beban tersebar merata (BTR) dan beban garis (BGT).

- Beban Truk “T”

Berdasarkan RSNI T-02-2005 pasal 6.4. pembebanan truk terdiri dari kendaraan truk semi-trailer yang memiliki susunan dan berat as.

3.5.3 Aksi Lingkungan

- Beban Angin

Angin harus dianggap bekerja secara merata pada seluruh bangunan atas. Berdasarkan RSNI T-02-2005 pasal 7.6 beban angin terbagi menjadi dua yaitu beban angin yang mengenai struktur jembatan dan beban angin yang mengenai kendaraan.

3.6 Kontrol Kekuatan Jembatan

Suatu komponen yang memikul momen lentur dan dianalisa dengan metode elastis, harus memenuhi :

$$M_u \leq \phi M_n$$

Dengan pengertian:

M_u = momen lentur ultimate (Nmm)

ϕ = faktor reduksi (sesuai tabel 3.1.)

M_n = kuat nominal dari momen lentur penampang.

Menurut RSNI T-12-2004 pasal 4.5.2. Faktor reduksi kekuatan untuk Lentur $\phi = 0.8$.

3.7 Perencanaan Perkuatan Prategang Eksternal

Metode yang digunakan dalam perkuatan prategang dalam pengerjaan Tugas Akhir ini adalah metode perkuatan prategang eksternal pasca Tarik (*Post tension*). Jenis tendon yang

digunakan adalah Tendon yang tidak terselubung (Unbonded tendons) dimana tendon tidak terhimpit dengan beton sehingga tendon dapat bergerak bebas.

Dalam perencanaan perkuatan eksternal jembatan balok beton bertulang terdapat bermacam jenis cara perletakan tendon yaitu seperti gambar dibawah ini :



a) Tendon Eksentris



b) Tendon Poligon King Pose



c) Tendon Poligon double King Pose

Gambar 3.2. Jenis perletakan tendon perkuatan prategang eksternal

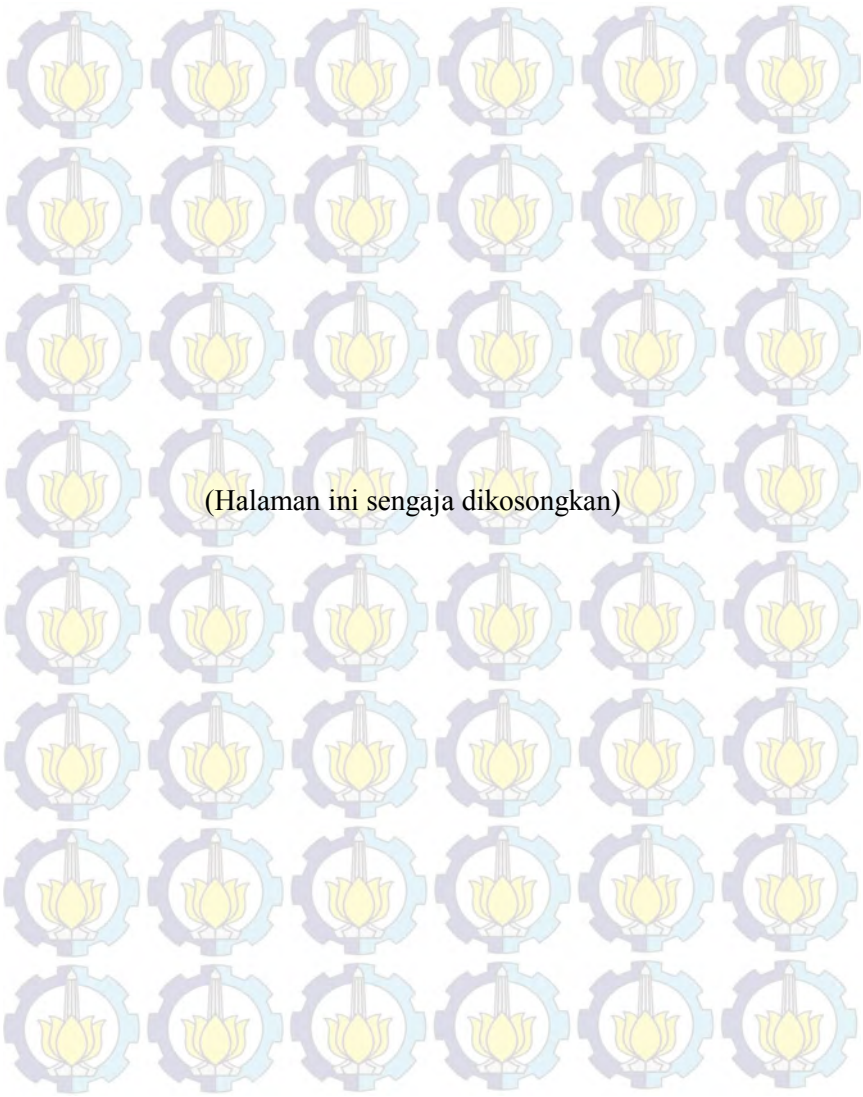
Dalam perencanaan perkuatan prategang eksternal pada jembatan Balok beton bertulang ini penulis ingin menggunakan cara penggunaan tendon seperti pada gambar 3.1.c yaitu jenis *Tendon Poligon King Pose*.

3.8 Pemberian Gaya Prategang (Jacking)

Pada saat beton diberi pembebanan penuh BM 100, Beton akan diperkuat dengan Prategang eksternal dengan diberi gaya Prategang awal. Pada saat setelah jacking, Beton diperiksa tegangan awal pada sisi atas dan sisi bawah beton sesuai peraturan yang ditetapkan.

3.9 Kehilangan Prategang

Gaya prategang awal yang diberikan akan mengalami reduksi dalam kurun waktu sekitar 5 tahun. Kehilangan Gaya ini disebabkan oleh beberapa faktor antara lain kehilangan elastis saat proses fabrikasi, kehilangan akibat gesekan, maupun kehilangan akibat faktor waktu seperti rangkak, susut, dan temperature. Oleh karena itu, pengecekan tegangan akibat gaya prategang dilakukan secara bertahap dari tahap transfer gaya prategang ke beton sampai beton menerima beban ultimit. Setelah beton mencapai ultimit, Momen nominal dan defleksi beton menjadi salah satu faktor penting bagi keamanan jembatan.

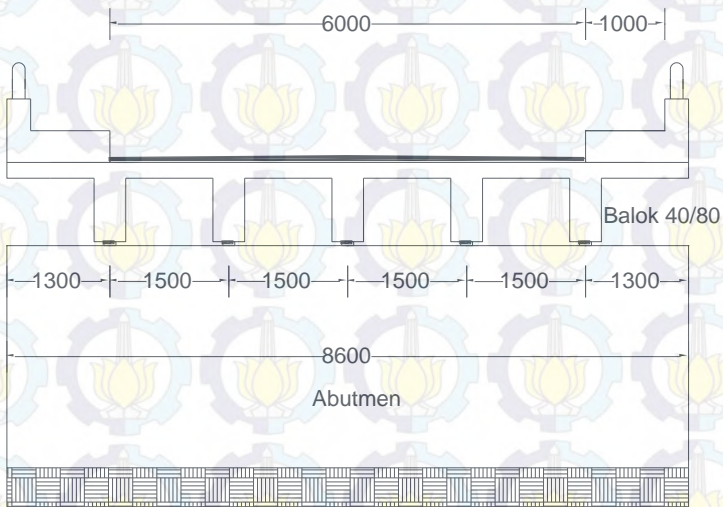


BAB IV DESAIN STRUKTUR ATAS

4.1. Data Perencanaan

Data Jembatan yang akan direncanakan sebagai berikut :

- Jembatan terdiri atas dua bentang, 12 meter dan 18 meter
- Mutu beton : 35 Mpa
- Mutu Tulangan : 400 Mpa
- Dimensi diafragma : 0.3 x 0.5 m
- Jenis penampang : Gelagar Balok T



Gambar 4.1 Penampang melintang jembatan

4.2. Desain Gelagar 12 meter

4.2.1 Desain Slab Lantai Kendaraan

Data desain pelat kendaraan :

$$\gamma_{\text{beton}} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{aspal}} = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$f'_c = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400$$

$$\text{decking} = 50 \text{ mm}$$

Tulangan melintang menggunakan D16 (As 283 mm²)

Tulangan memanjang menggunakan D13 (As = 133 mm²)

Tebal Pelat Kendaraan :

$$ts \geq 200 \text{ mm}$$

$$ts \geq 100 + 40 \cdot L \text{ mm}$$

dimana :

L = bentang dari plat lantai kendaraan antara pusat tumpuan (m)

$$ts \geq 100 + (40 \times 1.750) = 170 \text{ mm}$$

Maka tebal pelat lantai kendaraan direncanakan 200 mm.

Tebal aspal direncanakan $t_{\text{aspal}} = 8 \text{ cm}$

4.2.1.1 Pembebanan

Beban Mati :

Pelat Beton (20 cm)

$$q_{\text{beton}} = K_{\text{MS}}^U \times \gamma_{\text{beton}} \times t_{\text{beton}} \times 1 \text{ m}$$

$$q_{\text{beton}} = 1.3 \times 24 \times 0.20 \times 1 = 6.24 \text{ kN/m}$$

Beban Mati Tambahan (MA)

Aspal ($t_{\text{aspal}} = 8 \text{ cm}$)

Kecuali ditentukan lain oleh Instansi yang berwenang, semua jembatan harus direncanakan untuk bisa memikul beban tambahan yang berupa aspal beton setebal 50 mm

untuk pelapisan kembali dikemudian hari. Pelapisan kembali yang diizinkan adalah merupakan beban nominal yang dikaitkan dengan faktor beban untuk mendapatkan beban rencana. (RSNI T-02-2005 pasal 5.3.2)

$$q_{\text{aspal}} = K_{\text{MS}}^U \times \gamma_{\text{aspal}} \times t_{\text{aspal}} \times 1\text{m}$$

$$q_{\text{aspal}} = 1.3 \times 22 \times (0.08 + 0.05) \times 1 = 3.718 \text{ kN/m}$$

Air Hujan ($t_{\text{air}} = 10 \text{ cm}$)

Beban akibat air hujan diambil asumsi terdapat genangan air setinggi 10 cm.

$$q_{\text{air}} = K_{\text{MS}}^U \times \gamma_{\text{air}} \times t_{\text{air}} \times 1\text{m}$$

$$q_{\text{air}} = 2.0 \times 10 \times 0.10 \times 1 = 2 \text{ kN/m}$$

Beban Hidup (LL) :

Untuk beban hidup, pelat direncanakan hanya menerima beban truk ('T = 112.5 kN') (RSNI T-02-2005 ps.6.1).

Untuk pembebanan truk "T": DLA diambil 30%. (RSNI T-02-2005 pasal 6.6.4)

$$T_u = K_{\text{TT}}^U \times T \times (1 + \text{DLA})$$

$$T_u = 1.8 \times 112.5 \times (1 + 0.3) = 263.25 \text{ kN}$$

Besar Momen Akibat MS + MA:

$$M_D = 1/10 \times (q_{\text{beton}} + q_{\text{aspal}} + q_{\text{air}}) \times L^2$$

$$M_D = 1/10 \times (6.24 + 3.718 + 2) \times 1.5^2$$

$$M_D = 2.69 \text{ kNm}$$

Besar Momen Akibat LL:

$$M_L = 0.8 \times (S + 0.6) \times T_u/10$$

$$M_L = 0.8 \times (1.5 + 0.6) \times 263.25/10$$

$$M_L = 44.22 \text{ kNm}$$

Besar Momen Total:

$$M_T = M_D + M_L = 2.69 + 42.42 = 45.11 \text{ kNm}$$

4.2.1.2 Perhitungan Tulangan

Perhitungan Penulangan Positif arah melintang :

Momen Positif $M_u = 45.11 \text{ kNm}$

Tinggi efektif $d = 200 - 50 = 150 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0.0379$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.0379 = 0.0284$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{4 f_y} = \frac{1.4}{4 \cdot 400} = 0.000875$$

$$M_u = \frac{M_u}{0.8} = 56.39 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{56.39 \times 10^6}{1000 \cdot 150^2} = 2.51 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.51}{0.85 \cdot 35}} \right) = 0.00655$$

Dipakai $\rho_{perlu} = 0.00655$ sehingga As pakai adalah :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= 0.00655 \times b \times d \\ &= 0.00655 \times 1000 \times 150 = 984 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pakai Tulangan D16 (As = 201 mm²)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$S = \frac{1000 \cdot A_{S_{tulangan}}}{A_{S_{perlu}}} = \frac{1000 \cdot 201}{984} = 204.33 \text{ mm}$$

**Maka dipasang tulangan positif
D16-200 ($A_{spakai} = 984 \text{ mm}^2$).**

Perhitungan Penulangan Positif arah melintang :

Momen Negatif $M_u = 45.11 \text{ kNm}$

Tinggi efektif $d = 200 - 50 = 150 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0.0379$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.0379 = 0.0284$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{4 f_y} = \frac{1.4}{4 \cdot 400} = 0.000875$$

$$M_u = \frac{M_n}{0.8} = 56.39 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{56.39 \times 10^6}{1000 \cdot 150^2} = 2.51 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.51}{0.85 \cdot 35}} \right) = 0.00655$$

Dipakai $\rho_{perlu} = 0.00655$ sehingga A_s pakai adalah :

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= 0.00655 \times b \times d \\ &= 0.00655 \times 1000 \times 150 = 984 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pakai Tulangan D16 ($A_s = 201 \text{ mm}^2$)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$S = \frac{1000 \cdot AS_{tulangan}}{AS_{perlu}} = \frac{1000 \cdot 201}{984} = 204.33 \text{ mm}$$

**Maka dipasang tulangan negatif
D16-200 ($AS_{pakai} = 984 \text{ mm}^2$).**

Perhitungan Penulangan Susut

Menurut SNI 2847 2013, Tulangan susut yang diperbolehkan yaitu sebesar 0.002

Maka tulangan susut yang dibutuhkan sebesar

$$AS_{perlu} = 0.002 \cdot 1000 \cdot 150 = 300 \text{ mm}^2$$

**Maka dipasang tulangan susut
D13-300 ($AS_{pakai} = 440 \text{ mm}^2$).**

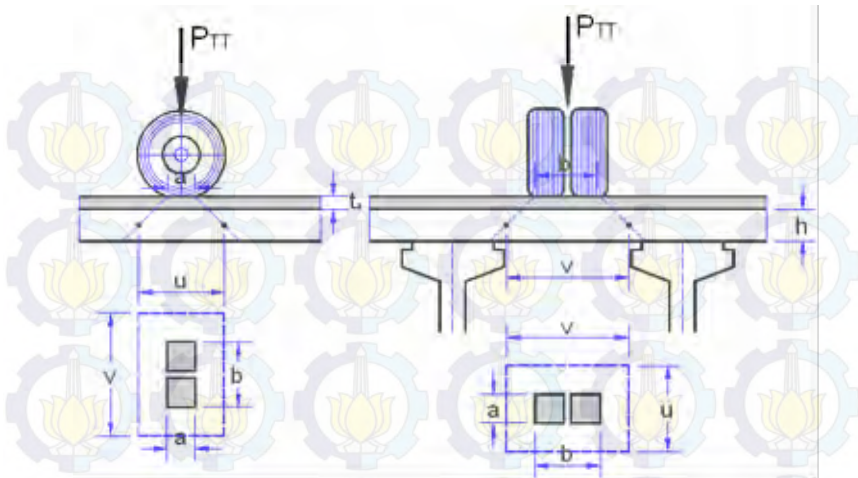
4.2.1.3 Kontrol Geser Ponds

Desain penampang akibat geser didasarkan pada roda truk. Dengan $V_n < \phi V_c$ Dimana :

V_n = gaya geser nominal terfaktor pada penampang yang ditinjau.

V_c = kuat geser nominal beton tanpa memperhitungkan tulangan.

Muatan 'T' diambil sebesar $P = 112,5 \text{ kN}$ dengan luas bidang kontak roda $500 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$ seperti pada gambar dibawah ini :



Gambar 4.2 Bidang geser ponds pelat

Gaya geser yang terjadi akibat beban $T = 112,5$

$$\text{kN} : T_u = K_{TT}^U \times T \times (1 + \text{DLA})$$

$$T_u = 1,8 \times 112,5 \times (1 + 0,3) = 263.25 \text{ kN}$$

Luas bidang geser

$$\text{kritis} : A_k = 2$$

$$\times (v + u) \times t$$

$$A_k = 2 \times ((b + t) + (a + t)) \times t$$

$$A_k = 2 \times ((50 + 20) + (20 + 20)) \times 20 = 4400 \text{ cm}^2$$

Tegangan geser beton

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot A_k \cdot \sqrt{35} = \frac{1}{6} \cdot 440000 \cdot \sqrt{35} = 433845 \text{ N}$$

Kontrol Gaya Geser,

$$V_u = T_u < \phi V_c$$

$$T_u = 263.25 \text{ kN} < 0.75 \times 433.8 \text{ kN} = 325.35 \text{ kN (OK)}$$

Maka tebal beton memenuhi syarat untuk memikul beban geser ponds dari kendaraan.

4.2.2 Perencanaan Penampang

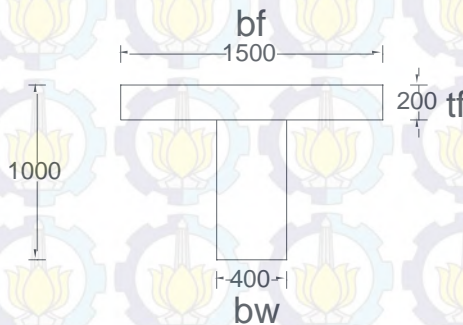
Penentuan Tinggi penampang disesuaikan dengan panjang gelagar balok. Tinggi balok tidak boleh melebihi $1/12 L$ dan kurang dari $1/15 L$.

H penampang : $1/15L > H > 1/12 L$

: $0.8 \text{ m} > H > 1 \text{ m}$

Maka dipilih H penampang sebesar 1 m

Dan ditentukan pula Lebar penampang sebesar 0.4 m.



Gambar 4.3. Desain Penampang Balok

4.2.3. Pembebanan

Pembebanan disesuaikan dengan peraturan RSNI T 02 2005 mengenai pembebanan untuk jembatan.

4.2.3.1. Beban Akibat beban mati sendiri

Faktor beban : KMS .. (cor ditempat)

Berat pelat beton = $0.2 \times 24 \times 1.5 \times 1.3 = 9.36 \text{ kN/m}$

Berat sendiri balok = $0.4 \times 24 \times 0.8 \times 1.3 = 9.98 \text{ kN/m}$

Berat Diafragma dengan dimensi $0.3 \times 0.5 \text{ m}$:

Jarak diafragma = 4 m

Jumlah diafragma = 4 buah

Panjang diafragma (S) = 1.5m

Berat satu diafragma = $0.3 \times 0.5 \times 24 \times 1.5 \times 1.3 = 7.02 \text{ kN}$

Momen maksimum di tengah bentang :

$$= P ((0.5 \times n \times 6) - 6 - 2) = 28.08 \text{ kNm}$$

$$\text{Berat Equivalen} = 8m/L^2 = 8 (28.08)/12 = 1.56 \text{ kN/m}$$

Total beban akibat berat mati sendiri

$$= Q_{\text{pelat}} + Q_{\text{balok}} + Q_{\text{diafragma}}$$

$$= 9.36 + 9.98 + 1.56 = 20.9 \text{ kN/m}$$

Gaya Geser Ultimate Akibat Beban Mati Sendiri :

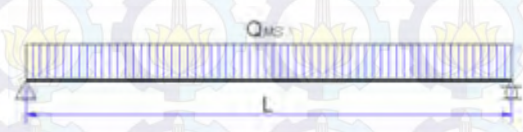
$$V_{MS} = \frac{1}{2} \times q_{MS} \times L$$

$$V_{MS} = \frac{1}{2} \times 20.9 \times 12 = 125.42 \text{ kN}$$

Momen Ultimate Akibat Beban Mati Sendiri :

$$M_{MS} = \frac{1}{8} \times q_{MS} \times L^2$$

$$M_{MS} = \frac{1}{8} \times 20.9 \times 12^2 = 376.27 \text{ kNm}$$



Gambar 4.4 Beban mati sendiri

4.2.3.2. Beban Akibat beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan adalah beban mati yang non structural yang terjadi nanti dikemudian hari diatas jembatan. Beban Mati tambahan terdapat dua yaitu :

1. Beban Aspal
2. Beban Air Hujan

$$\text{Beban Aspal} = 22 \times 0.05 \times 1.5 \times 1.3 = 2.15 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban Air Hujan} = 9.8 \times 0.05 \times 1.5 \times 1.3 = 1.47 \text{ kN/m}$$

Total beban mati akibat beban Mati tambahan adalah
 $= 2.15 + 1.47 = 3.62 \text{ kN/m}$

Gaya Geser Ultimate Akibat Beban Mati Tambahan :

$$V_{MA} = \frac{1}{2} \times q_{MA} \times L$$

$$V_{MA} = \frac{1}{2} \times 3.62 \times 12 = 21.69 \text{ kN}$$

Momen Ultimate Akibat Beban Mati Sendiri :

$$M_{MA} = \frac{1}{8} \times q_{MA} \times L^2$$

$$M_{MA} = \frac{1}{8} \times 3.62 \times 12^2 = 65.07 \text{ kNm}$$

4.2.3.3. Beban Akibat beban Hidup “D”

Beban Hidup “D” adalah beban yang melintasi jembatan yang berupa beban hidup / beban yang dapat berjalan.

Beban lajur “D” terbagi atas dua bagian yaitu :

1. Beban terbagi rata (UDL)
2. Beban Garis Terpusat (KEL)

Beban Terbagi Rata

Faktor Beban : $K_{TD}^U = 1.8$

Karena $L < 30$ m , maka $q = 9$ kPa

Karena perencanaan awal jembatan dirancang menurut kelas Jalan IIIa , maka besarnya beban hidup adalah 70% dari total beban hidup.

beban hidup permeter lari :

$$q_{BTR} = K_{TD}^U \times 0.7 \times q \times S$$

$$q_{BTR} = 1.8 \times 0.7 \times 9 \times 1.5 = 17.01 \text{ kN/m}$$

Gaya Geser Ultimate Akibat Beban Terbagi Rata :

$$V_{BTR} = \frac{1}{2} \times q_{BTR} \times L$$

$$V_{BTR} = \frac{1}{2} \times 17.01 \times 12 = 102.06 \text{ kN}$$

Momen Ultimate Akibat Beban Terbagi Rata :

$$M_{BTR} = \frac{1}{8} \times q_{BTR} \times L^2$$

$$M_{BTR} = \frac{1}{8} \times 17.01 \times 12^2 = 306.18 \text{ kNm}$$

Beban Garis Terpusat

Beban garis terpusat ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas jembatan. Besar intensitasnya sebesar adalah 49 kN/m. untuk beban BTR harus ditambah factor kejut sebesar 40%. Dalam perencanaan jembatan kelas IIIa beban BTR juga dikalikan 70%.

$$P_{BGT} = K_{TD}^U \times 0.7 \times P \times (1+DLA) \times S$$

$$P_{BGT} = 1.8 \times 0.7 \times 49 \times (1+0.4) \times 1.5 = 129.65 \text{ kN}$$

Gaya Geser Ultimate Akibat Beban Garis Terpusat :

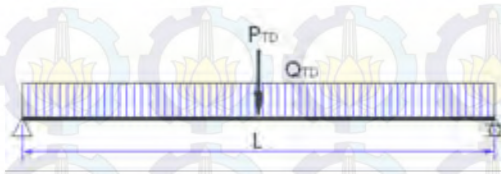
$$V_{BGT} = \frac{1}{2} \times q_{BGT}$$

$$V_{BGT} = \frac{1}{2} \times 129.65 = 64.83 \text{ kN}$$

Momen Ultimate Akibat Beban Garis Terpusat :

$$M_{BGT} = \frac{1}{4} \times q_{BGT} \times L$$

$$M_{BTR} = \frac{1}{4} \times 129.65 \times 12 = 388.96 \text{ kNm}$$



Gambar 4.5 Beban Hidup “D”

4.2.3.4. Beban Akibat beban Hidup “T”

Faktor pengurangan sebesar 70% tidak berlaku untuk pembebanan Truk sehingga khusus beban akibat truk beban tetap. Untuk factor kejut pembebanan Truk diambil FBD sebesar 30%.

Faktor beban , $K_{TT}^U = 1.8$

$$T_U = K_{TT}^U \times T \times (1 + \text{FBD})$$

$$T_U = 1.8 \times 112.5 \times (1 + 0.3) = 263.35 \text{ kN}$$

Maka :

Gaya Geser Ultimate Akibat Beban Garis Terpusat :

$$V_T = T_U = 263.35 \text{ kN}$$

Momen Ultimate Akibat Beban Garis Terpusat :

$$M_{BGT} = \frac{1}{4} \times T \times L$$

$$M_{BTR} = \frac{1}{4} \times 263.35 \times 12 = 789.75 \text{ kNm}$$

4.2.3.5. Beban Akibat beban Angin

Berdasarkan RSNI T-02-2005 ps. 7.6. Beban garis merata tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus:

$$T_{EW} = 0.0012 \times C_w \times V_w^2$$

Dimana :

T_{EW} = Besarnya gaya Angin (kN/m)

C_w = Koefisien seret sebesar 1,2

V_w = kecepatan angin, lokasi jembatan kurang dari 5 km dari pantai maka dipakai 35 m/det.

Bidang vertical yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi (h) 2 m diatas lantai jembatan, dan dengan jarak as ke as roda jembatan (x) 1,75 meter, maka di dapat transfer angina ke lantai jembatan sebesar



Gambar 4.6 Ilustrasi Beban Angin

$$Q_{EW} = K_{EW}^U \times \frac{1}{2} \times (h/x) \times T_{EW}$$

$$Q_{EW} = 1.2 \times \frac{1}{2} \times (2/1.75) \times 1.764 = 1.21 \text{ kN/m}$$

Gaya Geser Ultimate Akibat Beban Angin :

$$V_{EW} = \frac{1}{2} \times Q_{EW} \times L$$

$$V_{EW} = \frac{1}{2} \times 1.2096 \times 12 = 7.26 \text{ kN}$$

Momen Ultimate Akibat Beban Angin :

$$M_{EW} = \frac{1}{8} \times Q_{EW} \times L^2$$

$$M_{EW} = \frac{1}{8} \times 1.21 \times 12^2 = 21.77 \text{ kNm}$$

4.2.4. Penulangan Lentur

Lebar penampang	: 400 mm
Tinggi penampang	: 1000 mm
Selimit penampanh	: 50 mm
Diameter Sengkang	: 13 mm
Diameter Tulangan Lentur	: Dipakai D29
d = 1000 – 50 -13 – 29 = 905 mm	
Mutu Beton (fc')	: 35 Mpa
Kuat Mutu Tulangan	: 400 Mpa
Lebar Efektif Beton	: 1.5 m = 1500 mm

$$\begin{aligned} \text{Momen Ultimate} &= M_{MS} + M_{MA} + M_{TD} + M_{EW} \\ &= 376.27 + 65.07 + 789.75 + 21.77 \\ &= 1158.26 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0.038$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.038 = 0.028$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{4 f_y} = \frac{1.4}{4 \cdot 400} = 0.000875$$

$$M_n = \frac{Mu}{0.8} = 1447821000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{1447821000}{400 \cdot 905^2} = 1.18 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}}\right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.18}{0.85 \cdot 35}}\right) = 0.003$$

Dipakai $\rho_{perlu} = 0.003$ sehingga As pakai adalah :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= 0.003 \times b_{eff} \times d \\ &= 0.003 \times 905 \times 1500 = 4082.02 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai Tulangan 7D29 ($A_s = 660.52 \text{ mm}^2$) sehingga :

$$\text{As pakai} = 7 \times 660.52 = 4623.64 \text{ mm}^2$$

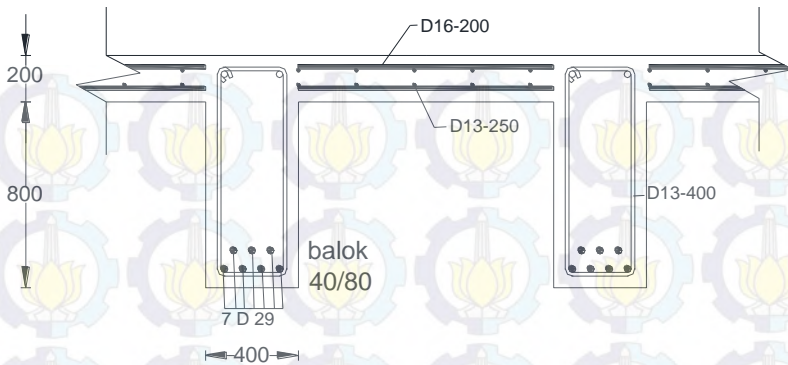
Jarak Tulangan

Tulangan Tiap Baris : 4 buah
 Tebal Selimut Beton : 40 mm
 Diameter Sengkang : 13 mm

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{selimut beton} - 2 \times D_{sengkang} - n \cdot D_{Tulangan})}{(n-1)}$$

$$S = \frac{400 - (2 \times 40 - 2 \times 13 - 4 \times 29)}{(4-1)} = 59 \text{ mm}$$

Dipakai jarak bersih 59 mm > 1.5 x 29 mm = 43.5 mm (OK)



Gambar 4.7 Desain Tulangan pelat dan balok

4.2.5. Analisa Balok T

Dalam penampang balok T terdapat 2 jenis penampang balok T :

- Balok T palsu (garis netral berada bagian pelat)
- Balok T asli

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 f_c' b_f}$$

$$a = \frac{4623.64 \times 400}{0.85 \times 35 \times 1500} = 41.44 \text{ mm} < h_f = 200 \text{ mm}$$

(Tergolong T palsu)

$$a_b = \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) d$$

$$a_b = 0.85 \left(\frac{600}{600 + 400} \right) 905 = 461.55 \text{ mm} > a$$

maka penampang sebagai balok persegi keruntuhan Tarik
(under reinforced)

4.2.6. Momen Nominal Balok

$$M_n = A_s x f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 4623.64 \times 400 \left(905 - \frac{41.44}{2} \right) = 1635.43 \text{ kNm}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$1158.26 \text{ kNm} \leq 0.8 \times 1635.43$$

$$1158.26 \text{ kNm} \leq 1308.34 \text{ kNm (OK)}$$

Maka penampang dan tulangan mampu menahan momen lentur.

4.2.7. Kontrol Geser Balok

Gaya Geser Ultimit : 417.62 kN

Faktor Reduksi Geser : 0.7

Lebar Badan : 400 mm

Tinggi Badan : 905 mm

Kuat Mutu Beton : 35 Mpa

Kuat Geser Nominal Beton

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d}{6} = \frac{\sqrt{35} \cdot 400 \cdot 905}{6} = 356.93 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{417.62 - 0.7 \times 356.93}{0.7} = 239.67 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ maks} = \frac{2}{3} \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{35} \cdot 400 \cdot 905 = 1427.75 \text{ kN}$$

$V_s < V_s \text{ maks}$ (OK)

Digunakan Tulangan Sengkang D13 ($A_v = 265.46 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{A_v F_y d}{V_s} = \frac{265.46 \cdot 400 \cdot 905}{239665} = 400 \text{ mm}$$

Dipakai Tulangan Sengkang D13-400

4.2.8. Kontrol Lendutan

Mutu Beton (f_c')	: 35 MPa
Mutu Tulangan (f_y)	: 400 MPa
Tebal Pelat beton	: 200 mm
d	: 905 mm
bw	: 400 mm
Modulus Elastisitas Baja	: 200000 MPa
Modulus Elastisitas Beton	: $4700 \cdot \sqrt{35} = 27805.57 \text{ MPa}$
Tinggi Balok	: 1000 mm
Luas Tulangan	: 4623.63 mm^2

Inersia Bruto,

$$I_g = 5.68 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Modulus Keruntuhan Lentur,

$$f_r = 0.62 \sqrt{f_c} = 0.62 \sqrt{35} = 3.66 \text{ MPa}$$

Nilai Perbandingan Modulus Elastis = $E_s/E_c = 7.19$

Jarak garis netral terhadap sisi atas beton :

$$c = \frac{n \cdot A_s}{bw} = \frac{7.19 \cdot 4623.63}{400} = 83.14 \text{ mm}$$

Inersia penampang retak yang ditransformasikan ke beton sebagai berikut :

$$I_{cr} = \left(\frac{1}{3} \cdot bw \cdot c^3 \right) + [n \times A_s (d - c)^2]$$

$$I_{cr} = \left(\frac{1}{3} \cdot 400 \cdot 83.14^3 \right) + [7.19 \times 4623.63 (905 - 83.14)^2]$$

$$I_{cr} = 2.25 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$Y_t = \frac{h}{2} = 500 \text{ mm}$$

Momen Retak :

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{y_t} = \frac{4.14 \times 3.33 \times 10^{10}}{500} = 276.08 \text{ kNm}$$

Momen maksimum akibat beban (tanpa factor beban) :

$$\begin{aligned} M_a &= \frac{MS}{1.3} + \frac{MA}{1.3} + \frac{MT}{1.8} + \frac{MEW}{1.2} \\ &= \frac{376.27}{1.3} + \frac{65.07}{1.3} + \frac{789.75}{1.8} + \frac{21.77}{1.2} = 796.39 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Inersia efektif untuk perhitungan lendutan :

$$\begin{aligned} I_e &= \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{cr} \\ I_e &= \left(\frac{276.08}{796.39} \right)^3 \times 3.33 \times 10^{10} + \left[1 - \left(\frac{276.08}{796.39} \right)^3 \right] \times 2.25 \times 10^{10} \end{aligned}$$

$$I_e = 2.3 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Rumus Perhitungan Lendutan :

$$\delta \text{ untuk beban terbagi rata} = \frac{5}{384} \times Q \times Lx^4 \div \frac{Ec \times I_e}{}$$

$$\delta \text{ untuk beban terpusat} = \frac{1}{48} \times P \times Lx^3 \div \frac{Ec \times I_e}{}$$

Tabel 4.1 Lendutan akibat beban kerja

Beban Bekerja	Δ (mm)
Beban Sendiri	5.69
Beban Mati Tambahan	0.98
Beban Hidup UDL	3.34
Beban Hidup KEL	3.39
Beban Hidup T	6.90
Beban Angin	0.35

Lendutan saat menerima beban daya Layan :

$$\begin{aligned}\delta_{total} &= \delta_{MS} + \delta_{MA} + \delta_{TT} + \delta_{EW} \\ &= 5.69 + 0.98 + 6.90 + 0.35 = 13.93 \text{ mm}\end{aligned}$$

Syarat Lendutan :

$$L/480 = 12000/480 = 25 \text{ mm} > 16.63 \text{ mm (OK)}$$

Kontrol Lendutan untuk beban kejut juga harus diperhatikan.

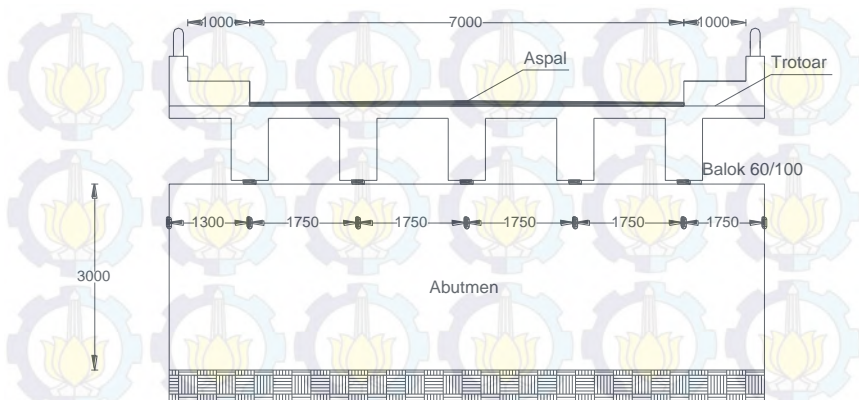
Syarat Lendutan untuk beban kejut tidak boleh melebihi :

$$L/800 = 12000/800 = 15 \text{ mm}$$

$$15 \text{ mm} > \delta_{TT} = 8.24 \text{ mm (OK)}$$

$$15 \text{ mm} > \delta_{TD} = 8.05 \text{ mm (OK)}$$

4.3. Desain Gelagar 18 meter



Gambar 4.8 Tampak Melintang gelagar 18 m

4.3.1 Desain Slab Lantai Kendaraan

Data desain pelat kendaraan :

$$\gamma_{\text{beton}} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{aspal}} = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$f'_c = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400$$

$$\text{decking} = 50 \text{ mm}$$

Tulangan melintang menggunakan D16 ($A_s = 283 \text{ mm}^2$)

Tulangan memanjang menggunakan D13 ($A_s = 133 \text{ mm}^2$)

Tebal Pelat Kendaraan :

$$ts \geq 200 \text{ mm}$$

$$ts \geq 100 + 40 \cdot L \text{ mm}$$

dimana :

L = bentang dari plat lantai kendaraan antara pusat tumpuan (m)

$$ts \geq 100 + (40 \times 1.750) = 170 \text{ mm}$$

Maka tebal pelat lantai kendaraan direncanakan 200 mm.

Tebal aspal direncanakan $t_{\text{aspal}} = 8 \text{ cm}$

4.3.1.1 Pembebanan

Beban Mati :

Pelat Beton (20 cm)

$$q_{\text{beton}} = K_{\text{MS}}^U \times \gamma_{\text{beton}} \times t_{\text{beton}} \times 1\text{m}$$

$$q_{\text{beton}} = 1.3 \times 24 \times 0.20 \times 1 = 6.24 \text{ kN/m}$$

Beban Mati Tambahan (MA)

Aspal ($t_{\text{aspal}} = 8 \text{ cm}$)

Kecuali ditentukan lain oleh Instansi yang berwenang, semua jembatan harus direncanakan untuk bisa memikul beban tambahan yang berupa aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali dikemudian hari. Pelapisan kembali yang diizinkan adalah merupakan beban nominal yang dikaitkan dengan faktor beban untuk mendapatkan beban rencana. (RSNI T-02-2005 pasal 5.3.2)

$$q_{\text{aspal}} = K_{\text{MS}}^U \times \gamma_{\text{aspal}} \times t_{\text{aspal}} \times 1\text{m}$$

$$q_{\text{aspal}} = 1.3 \times 22 \times (0.08+0.05) \times 1 = 3.718 \text{ kN/m}$$

Air Hujan ($t_{\text{air}} = 10 \text{ cm}$)

Beban akibat air hujan diambil asumsi terdapat genangan air setinggi 10 cm.

$$q_{\text{air}} = K_{\text{MS}}^U \times \gamma_{\text{air}} \times t_{\text{air}} \times 1\text{m}$$

$$q_{\text{air}} = 2.0 \times 10 \times 0.10 \times 1 = 2 \text{ kN/m}$$

Beban Hidup (LL) :

Untuk beban hidup, pelat direncanakan hanya menerima beban truk ('T = 112.5 kN') (RSNI T-02-2005 ps.6.1).

Untuk pembebanan truk "T": DLA diambil 30%. (RSNI T-02-2005 pasal 6.6.4)

$$T_u = K_{\text{TT}}^U \times T \times (1 + \text{DLA})$$

$$T_u = 1.8 \times 112.5 \times (1 + 0.3) = 263.25 \text{ kN}$$

Besar Momen Akibat MS + MA:

$$M_D = 1/10 \times (q_{\text{beton}} + q_{\text{aspal}} + q_{\text{air}}) \times L^2$$

$$M_D = 1/10 \times (6.24 + 3.718 + 2) \times 1.75^2$$

$$M_D = 3.65 \text{ kNm}$$

Besar Momen Akibat LL:

$$M_L = 0.8 \times (S + 0.6) \times Tu/10$$

$$M_L = 0.8 \times (1.75 + 0.6) \times 263.25/10$$

$$M_L = 49.49 \text{ kNm}$$

Besar Momen Total:

$$M_T = M_D + M_L = 3.65 + 49.49 = 53.141 \text{ kNm}$$

4.3.1.2 Perhitungan Tulangan

Perhitungan Penulangan Positif arah melintang :

Momen Positif $M_u = 53.141 \text{ kNm}$

Tinggi efektif $d = 200 - 50 = 150 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0.0379$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.0379 = 0.0284$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{4 f_y} = \frac{1.4}{4 \cdot 400} = 0.000875$$

$$M_u = \frac{M_n}{0.8} = 66.42 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{66.42 \times 10^6}{1000 \cdot 150^2} = 2.92 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.92}{0.85 \cdot 35}} \right) = 0.00769$$

Dipakai $\rho_{perlu} = 0.00769$ sehingga A_s pakai adalah :

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= 0.00769 \times b \times d \\ &= 0.00769 \times 1000 \times 150 = 1154 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pakai Tulangan D16 ($A_s = 201 \text{ mm}^2$)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$S = \frac{1000 \cdot A_{s_{tulangan}}}{A_{s_{perlu}}} = \frac{1000 \cdot 201}{1154} = 174,1 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan positif

D16-150 ($A_{s_{pakai}} = 1154 \text{ mm}^2$).

Perhitungan Penulangan Negatif arah melintang

Momen Negatif $M_u = 45.11 \text{ kNm}$

Tinggi efektif $d = 200 - 50 = 150 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0.0379$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.0379 = 0.0284$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{4 f_y} = \frac{1.4}{4 \cdot 400} = 0.000875$$

$$M_u = \frac{M_u}{0.8} = 66.42 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{66.42 \times 10^6}{1000 \cdot 150^2} = 2.92 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.92}{0.85 \cdot 35}} \right) = 0.00769$$

Dipakai $\rho_{perlu} = 0.00769$ sehingga A_s pakai adalah :

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= 0.00769 \times b \times d \\ &= 0.00769 \times 1000 \times 150 = 1154 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pakai Tulangan D16 ($A_s = 201 \text{ mm}^2$)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$S = \frac{1000 \cdot A_{s \text{ tulangan}}}{A_{s \text{ perlu}}} = \frac{1000 \cdot 201}{1154} = 174,1 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan negatif

D16-150 ($A_{s \text{ pakai}} = 1154 \text{ mm}^2$).

Perhitungan Penulangan susut arah memanjang

$$A_{s \text{ perlu}} = 0.002 \cdot 1000 \cdot 150 = 300 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan susut

D13-300 ($A_{s \text{ pakai}} = 440 \text{ mm}^2$).

4.3.2. Perencanaan Penampang

Penentuan Tinggi penampang disesuaikan dengan panjang gelagar balok. Tinggi balok tidak boleh melebihi $1/12 L$ dan kurang dari $1/15 L$.

$$\begin{aligned} H \text{ penampang} &: 1/15L > H > 1/12 L \\ &: 1.2 \text{ m} > H > 1.5 \text{ m} \end{aligned}$$

Maka dipilih H penampang sebesar 1.2 m

Dan ditentukan pula Lebar penampang sebesar 0.6 m.

4.3.3. Pembebanan

Pembebanan disesuaikan dengan peraturan RSNI T 02 2005 mengenai pembebanan untuk jembatan.

4.3.3.1. Beban Akibat beban mati sendiri

Faktor beban : KMS .. (cor ditempat)

Berat pelat beton = $0.2 \times 24 \times 1.85 \times 1.3 = 11.54 \text{ kN/m}$

Berat sendiri balok = $0.6 \times 24 \times 1 \times 1.3 = 18.72 \text{ kN/m}$

Berat Diafragma dengan dimensi $0.3 \times 0.5 \text{ m}$:

Jarak diafragma = 4.5 m

Jumlah diafragma = 5 buah

Panjang diafragma (S) = 1.75 m

Berat satu diafragma = $0.3 \times 0.5 \times 24 \times 1.75 \times 1.3 = 8.66 \text{ kN}$

Momen maksimum di tengah bentang :

$$= P ((0.5 \times n \times 9) - 4.5)$$

$$= 77.92 \text{ kNm}$$

$$\text{Berat Equivalen} = 8\text{m/L}^2 = 8 (77.92)/18 = 1.92 \text{ kN/m}$$

Total beban akibat berat mati sendiri

$$= Q \text{ pelat} + Q \text{ balok} + Q \text{ diafragma}$$

$$= 11.54 + 18.72 + 1.92 = 32.19 \text{ kN/m}$$

Gaya Geser Ultimate Akibat Beban Mati Sendiri :

$$V_{MS} = \frac{1}{2} \times q_{MS} \times L$$

$$V_{MS} = \frac{1}{2} \times 32.19 \times 18 = 289.69 \text{ kN}$$

Momen Ultimate Akibat Beban Mati Sendiri :

$$M_{MS} = \frac{1}{8} \times q_{MS} \times L^2$$

$$M_{MS} = \frac{1}{8} \times 32.19 \times 18^2 = 1303.61 \text{ kNm}$$

4.3.3.2. Beban Akibat beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan adalah beban mati yang non structural yang terjadi nanti dikemudian hari diatas jembatan. Beban Mati tambahan terdapat dua yaitu :

3. Beban Aspal
4. Beban Air Hujan

$$\text{Beban Aspal} = 22 \times 0.05 \times 1.75 \times 1.3 = 2.65 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban Air Hujan} = 9.8 \times 0.05 \times 1.75 \times 1.3 = 1.81 \text{ kN/m}$$

Total beban mati akibat beban Mati tambahan adalah

$$= 2.65 + 1.81 = 4.46 \text{ kN/m}$$

Gaya Geser Ultimate Akibat Beban Mati Tambahan :

$$V_{MA} = \frac{1}{2} \times q_{MA} \times L$$

$$V_{MA} = \frac{1}{2} \times 4.46 \times 18 = 40.13 \text{ kN}$$

Momen Ultimate Akibat Beban Mati Sendiri :

$$M_{MA} = \frac{1}{8} \times q_{MA} \times L^2$$

$$M_{MA} = \frac{1}{8} \times 4.46 \times 18^2 = 180.57 \text{ kNm}$$

4.3.3.3. Beban Akibat beban Hidup “D”

Beban Hidup “D” adalah beban yang melintasi jembatan yang berupa beban hidup / beban yang dapat berjalan.

Beban lajur “D” terbagi atas dua bagian yaitu :

3. Beban terbagi rata (BTR)
4. Beban Garis Terpusat yaitu beban

Beban Terbagi Rata

Faktor Beban : $K_{TD}^U = 1.8$

Karena $L < 30$ m , maka $q = 9$ kPa

Karena perencanaan awal jembatan dirancang menurut kelas Jalan IIIa , maka besarnya beban hidup adalah 70% dari total beban hidup.

beban hidup permeter lari :

$$q_{BTR} = K_{TD}^U \times 0.7 \times q \times S$$

$$q_{BTR} = 1.8 \times 0.7 \times 9 \times 1.75 = 20.98 \text{ kN/m}$$

Gaya Geser Ultimate Akibat Beban Terbagi Rata :

$$V_{BTR} = \frac{1}{2} \times q_{BTR} \times L$$

$$V_{BTR} = \frac{1}{2} \times 20.98 \times 18 = 188.81 \text{ kN}$$

Momen Ultimate Akibat Beban Terbagi Rata :

$$M_{BTR} = \frac{1}{8} \times q_{BTR} \times L^2$$

$$M_{BTR} = \frac{1}{8} \times 20.98 \times 18^2 = 849.65 \text{ kNm}$$

Beban Garis Terpusat

Beban garis terpusat ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas jembatan. Besar intensitasnya sebesar adalah 49 kN/m. untuk beban BTR harus ditambah factor kejut sebesar 40%. Dalam perencanaan jembatan kelas IIIa beban BTR juga dikalikan 70%.

$$P_{BGT} = K_{TD}^U \times 0.7 \times P \times (1+DLA) \times S$$

$$P_{BGT} = 1.8 \times 0.7 \times 49 \times (1+0.4) \times 1.85 = 159.91 \text{ kN}$$

Gaya Geser Ultimate Akibat Beban Garis Terpusat :

$$V_{BGT} = \frac{1}{2} \times q_{BGT}$$

$$V_{BGT} = \frac{1}{2} \times 159.91 = 79.95 \text{ kN}$$

Momen Ultimate Akibat Beban Garis Terpusat :

$$M_{BGT} = \frac{1}{4} \times q_{BGT} \times L$$

$$M_{BTR} = \frac{1}{4} \times 159.91 \times 18 = 719.58 \text{ kNm}$$

4.3.3.4. Beban Akibat beban Hidup “T”

Faktor pengurangan sebesar 70% tidak berlaku untuk pembebanan Truk sehingga khusus beban akibat truk beban tetap. Untuk factor kejut pembebanan Truk diambil FBD sebesar 30%.

Faktor beban , $K_{TT}^U = 1.8$

$$T_U = K_{TT}^U \times T \times (1 + \text{FBD})$$

$$T_U = 1.8 \times 112.5 \times (1 + 0.3) = 263.35 \text{ kN}$$

Maka :

Gaya Geser Ultimate Akibat Beban Garis Terpusat :

$$V_T = T_U = 263.35 \text{ kN}$$

Momen Ultimate Akibat Beban Garis Terpusat :

$$M_{BGT} = \frac{1}{4} \times T \times L$$

$$M_{BTR} = \frac{1}{4} \times 263.35 \times 18 = 1184.63 \text{ kNm}$$

4.3.3.5. Beban Akibat beban Angin

Berdasarkan RSNI T-02-2005 ps. 7.6. Beban garis merata tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus:

$$T_{EW} = 0.0012 \times C_w \times V_w^2$$

Dimana :

T_{EW} = Besarnya gaya Angin (kN/m)

C_w = Koefisien seret sebesar 1,2

V_w = kecepatan angin, lokasi jembatan kurang dari 5 km dari pantai maka dipakai 35 m/det.

Bidang vertical yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi (h) 2 m diatas lantai jembatan, dan dengan jarak as ke as roda jembatan (x) 1,75 meter, maka di dapat transfer angina ke lantai jembatan sebesar

$$Q_{EW} = K_{EW}^U \times \frac{1}{2} \times (h/x) \times T_{EW}$$

$$Q_{EW} = 1.2 \times \frac{1}{2} \times (2/1.75) \times 1.764 = 1.21 \text{ kN/m}$$

Gaya Geser Ultimate Akibat Beban Angin :

$$V_{EW} = \frac{1}{2} \times Q_{EW} \times L$$

$$V_{EW} = \frac{1}{2} \times 1.21 \times 18 = 10.89 \text{ kN}$$

Momen Ultimate Akibat Beban Angin :

$$M_{EW} = \frac{1}{8} \times Q_{EW} \times L^2$$

$$M_{EW} = \frac{1}{8} \times 1.21 \times 18^2 = 48.99 \text{ kNm}$$

4.3.4. Penulangan Lentur

Lebar penampang	: 600 mm
Tinggi penampang	: 1200 mm
Selimit penampang	: 50 mm
Diameter Sengkang	: 13 mm
Diameter Tulangan Lentur	: Dipakai D32
$d = 1000 - 50 - 13 - 29 = 1102 \text{ mm}$	
Mutu Beton (f_c')	: 35 Mpa
Kuat Mutu Tulangan	: 400 Mpa
Lebar Efektif Beton	: $1.85 \text{ m} = 1850 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Momen Ultimate} &= M_{MS} + M_{MA} + M_{TD} + M_{EW} \\ &= 1303.61 + 180.57 + 849.65 + 719.58 + 48.99 \\ &= 3102.40 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0.038$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.038 = 0.028$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{4 f_y} = \frac{1.4}{4 \cdot 400} = 0.000875$$

$$M_n = \frac{M_u}{0.8} = 3878001563 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{3878001563}{600 \cdot 1102^2} = 1.73 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.73}{0.85 \cdot 35}} \right) = 0.004$$

Dipakai $\rho_{\text{perlu}} = 0.004$ sehingga As pakai adalah :

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= 0.004 \times b_{\text{eff}} \times d \\ &= 0.004 \times 1102 \times 1850 = 9068.85 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Dipakai Tulangan 12D32 (As} &= 804.25 \text{ mm}^2) \text{ sehingga :} \\ \text{As pakai} &= 12 \times 804.25 = 9650.97 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

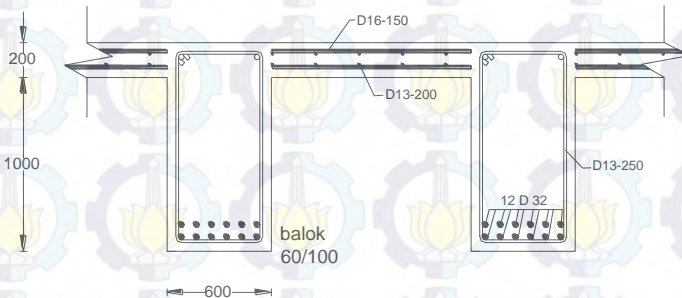
Jarak Tulangan

Tulangan Tiap Baris : 6 buah
Tebal Selimut Beton : 40 mm
Diameter Sengkang : 13 mm

$$S = \frac{bw - (2x \text{ selimut beton} - 2xD.\text{sengkang} - n.D.\text{Tulangan})}{(n-1)}$$

$$S = \frac{600 - (2 \times 40 - 2 \times 13 - 4.32)}{(6-1)} = 60.4 \text{ mm}$$

Dipakai jarak bersih 59 mm $> 1.5 \times 32 \text{ mm} = 48 \text{ mm}$ (OK)



Gambar 4.9 Desain Tulangan Balok dan pelat

4.3.5. Analisa Balok T

Dalam penampang balok T terdapat 2 jenis penampang balok T :

- Balok T palsu (garis netral berada bagian pelat)
- Balok T asli

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 f_c' b_f}$$

$$a = \frac{9650.97 \times 400}{0.85 \times 35 \times 1850} = 70.14 \text{ mm} < h_f = 200 \text{ mm}$$

(Tergolong T palsu)

$$a_b = \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) d$$

$$a_b = 0.85 \left(\frac{600}{600 + 400} \right) 1102 = 562.02 \text{ mm} > a$$

maka penampang sebagai balok persegi keruntuhan Tarik (under reinforced)

4.3.6. Momen Nominal

$$M_n = A_s x f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 9650.97 \times 400 \left(1102 - \frac{70.14}{2} \right) = 4118.7 \text{ kNm}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$3102.40 \text{ kNm} \leq 0.8 \times 4118.76$$

$$3102.40 \text{ kNm} \leq 3295.01 \text{ kNm (OK)}$$

Maka penampang dan tulangan mampu menahan momen lentur.

4.3.7. Kontrol Geser

Gaya Geser Ultimit : 603.95 kN

Faktor Reduksi Geser : 0.7

Lebar Badan : 600 mm

Tinggi Badan : 1102 mm

Kuat Mutu Beton : 35 Mpa

Kuat Geser Nominal Beton

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d}{6} = \frac{\sqrt{35} \cdot 600 \cdot 1102}{6} = 651.95 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{417.62 - 0.7 \times 651.95}{0.7} = 210.84 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ maks} = \frac{2}{3} \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{35} \cdot 600 \cdot 1102 = 2607.81 \text{ kN}$$

$V_c < V_s \text{ maks}$ (OK)

Digunakan Tulangan Senggang D13 ($A_v = 132.73 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{A_v F_y d}{V_s} = \frac{132.73 \cdot 600 \cdot 1102}{210841} = 277.5 \text{ mm}$$

Dipakai Tulangan senggang D13-250

4.3.8. Kontrol Lendutan

Mutu Beton (f_c') : 35 MPa

Mutu Tulangan (f_y) : 400 MPa

Tebal Pelat beton : 200 mm

d : 1102 mm

b_w : 600 mm

Modulus Elastisitas Baja : 200000 MPa

Modulus Elastisitas Beton : $4700 \cdot \sqrt{35} = 27805.57 \text{ MPa}$

Tinggi Balok : 1200 mm

Luas Tulangan : 9650.97 mm²

Inersia Bruto,

$$I_g = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 600 \cdot 1200^3 = 8.64 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Modulus Keruntuhan Lentur,

$$f_r = 0.7 \sqrt{f_c} = 0.7 \sqrt{35} = 4.14 \text{ MPa}$$

Nilai Perbandingan Modulus Elastis = $E_s/E_c = 7.19$

Jarak garis netral terhadap sisi atas beton :

$$c = \frac{n \cdot A_s}{b_w} = \frac{7.19 \cdot 9650.97}{600} = 115.70 \text{ mm}$$

Inersia penampang retak yang ditransformasikan ke beton sebagai berikut :

$$I_{cr} = \left(\frac{1}{3} \cdot b_w \cdot c^3 \right) + [n \times A_s (d - c)^2]$$

$$I_{cr} = \left(\frac{1}{3} \cdot 600 \cdot 115.70^3 \right) + [7.19 \times 9650.97 (1102 - 115.70)^2]$$

$$I_{cr} = 6.78 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$Y_t = \frac{h}{2} = 600 \text{ mm}$$

Momen Retak :

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{y_t} = \frac{4.14 \times 8.64 \times 10^{10}}{600} = 596.34 \text{ kNm}$$

Momen maksimum akibat beban (tanpa factor beban) :

$$\begin{aligned} M_a &= \frac{MS}{1.3} + \frac{MA}{1.3} + \frac{M_{UDL}}{1.8} + \frac{M_{KEL}}{1.8} + \frac{MEW}{1.2} \\ &= \frac{1303.61}{1.3} + \frac{180.57}{1.3} + \frac{849.65}{1.8} + \frac{719.58}{1.8} + \frac{48.99}{1.2} \\ &= 2054.30 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Inersia efektif untuk perhitungan lendutan :

$$I_e = \left(\frac{Mcr}{Ma}\right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{Mcr}{Ma}\right)^3\right] \times I_{cr}$$

$$I_e = \left(\frac{596.34}{2054.30}\right)^3 \times 8.64 \times 10^{10} + \left[1 - \left(\frac{596.34}{2054.30}\right)^3\right] \times 6.78 \times 10^{10}$$

$$I_e = 6.83 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Rumus Perhitungan Lendutan :

$$\delta \text{ untuk beban terbagi rata} = \frac{5}{384} \times Q \times Lx^4 \div Ec \times I_e$$

$$\delta \text{ untuk beban terpusat} = \frac{1}{48} \times P \times Lx^3 \div Ec \times I_e$$

Tabel 4.2 Lendutan akibat beban kerja gelagar 2

Beban Bekerja	δ (mm)
Beban Sendiri	16.91
Beban Mati Tambahan	2.34
Beban Hidup UDL	7.96
Beban Hidup KEL	5.39
Beban Hidup T	8.87
Beban Angin	0.68

Lendutan saat menerima beban daya Layan :

$$\begin{aligned}\delta_{total} &= \delta_{MS} + \delta_{MA} + \delta_{TD \text{ UDL}} + \delta_{TD \text{ KEL}} + \delta_{EW} \\ &= 16.91 + 2.34 + 7.96 + 5.39 + 0.68 = 33.29 \text{ mm}\end{aligned}$$

Syarat Lendutan :

$$L/250 = 18000/480 = 37.5 \text{ mm} > 33.39 \text{ mm (OK)}$$

Kontrol Lendutan untuk beban kejut juga harus diperhatikan.

Syarat Lendutan untuk beban kejut tidak boleh melebihi :

$$L/800 = 18000/800 = 22.5 \text{ mm}$$

$$15 \text{ mm} > \delta_{TT} = 9.36 \text{ mm (OK)}$$

$$15 \text{ mm} > \delta_{TD} = 8.39 + 5.68 = 14.07 \text{ mm (OK)}$$



(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB V

PERENCANAAN ABUTMEN GELAGAR 12 M

Perencanaan Pondasi untuk Jembatan 12 m

5.1. Data Perencanaan

A. Struktur Atas

Panjang Bentang Gelagar 1 (L1) : 12 m

Lebar Jalan (b) : 6 m

Lebar Trotoar (b1) : 1 m

Tebal plat lantai kendaraan (tc) : 0.2 m

Tebal lapisan aspal (ta) : 0.05 m

Overlay Aspal : 0.05 m

Tebal air hujan (th) : 0.05 m

B. Struktur Bawah

Lebar Pondasi (By) : 8.6 m

Tinggi abutmen (Ha) : 3.5 m

5.2. Pembebanan

Perencanaan pembebanan struktur abutmen jembatan ini berdasarkan pada RSNI T-02-2005 (Standar Pembebanan Untuk Jembatan). Dimana beban-beban ini dikombinasikan untuk menghasilkan nilai beban seperti kondisi kenyataan. Beban struktur atas yang berpengaruh pada abutmen merupakan beban lalu lintas, beban mati, dan beban lingkungan pada jembatan gelagar 1 (12 meter).

5.2.1. Berat Sendiri Struktur Atas (MS)

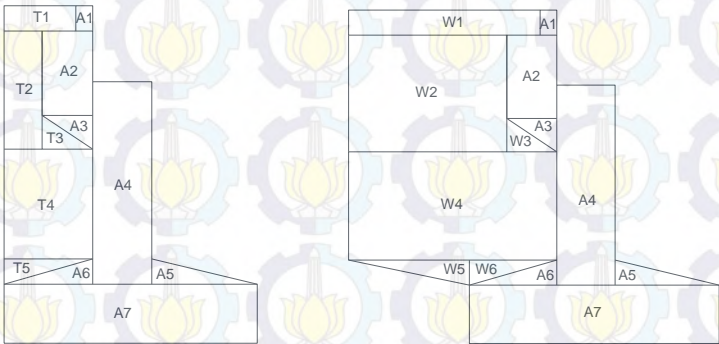
Tabel 5.1. Beban Sendiri Struktur Atas Pada Abutmen

	B (m)	t (m)	L (m)	n (m)	BJ (kN/m³)	Berat (kN)
Pelat beton	6	0.2	6	1	24	172.8
Trotoar dan sandaran			6	2	21.81	261.72
Balok Girder	0.4	0.80	6	5	24	230.4
Diafragma	0.3	0.5	6	2	24	43.2
Pms						708.12

Lengan ke titik A = 1.55 m
Momen terhadap titik A = 1097.6 kNm

5.2.2. Berat Sendiri Struktur Bawah (MS).

Pada pembebanan akibat berat sendiri struktur bawah, bentuk abutmen direncanakan seperti pada gambar 5.1. Skema detail beban sendiri strutur bawah dapat dilihat pada gambar 5.1, dan perhitungan beban dan momen pada tabel 5.2



Gambar 5.1. Skema Beban Sendiri Abutmen

Berat Beton, $w_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Berat Tanah, $w_s = 17.2 \text{ kN/m}^3$

Lebar Abutmen, $B_y = 9.6 \text{ m}$

Tebal wing wall, $b_w = 2 \times 0.5 \text{ m}$

Tabel 5.2 Tabel perhitungan beban sendiri Abutmen

Kode	Lebar (m)	Tinggi (m)	Shape	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
Abutmen						
A1	0.2	0.3	1.0	12.4	2.0	24.8
A2	0.6	1.0	1.0	123.8	2.2	272.4
A3	0.6	0.4	0.5	24.8	2.1	52.0
A4	0.7	1.9	1.0	274.51	1.55	425.4
A5	1.2	0.3	0.5	37.2	0.8	29.7
A6	0.9	0.3	0.5	27.9	2.2	61.3
A7	2.8	0.6	1.0	346.8	1.4	485.5
Wingwall						
W1	2.3	0.3	1.0	16.6	3.25	53.8
W2	1.9	1.4	1.0	63.84	3.45	220.25
W3	0.6	0.4	0.5	2.9	2.3	6.6
W4	2.5	0.9	1.0	54	3.15	170.1
W5	1.6	0.3	0.5	5.8	3.33	19.2
W6	0.9	0.3	0.5	3.2	2.5	8.1
Tanah						
T1	0.7	0.3	1.0	27.5	2.45	67.3
T2	0.5	1.5	1.0	88.2	2.73	240.4
T3	0.5	0.4	0.5	11.8	2.2	25.9
T4	0.9	1.2	1.0	141.2	2.4	331.8
T5	0.9	0.3	0.5	17.6	2.5	44.1
			P_{MS}	1279.83	M_{MS}	2538.76

5.2.3. Beban Mati Tambahan (MA)

Penambahan berat mati tambahan yang bekerja pada struktur jembatan meliputi, tebal aspal, overlay aspal, serta genangan air hujan.

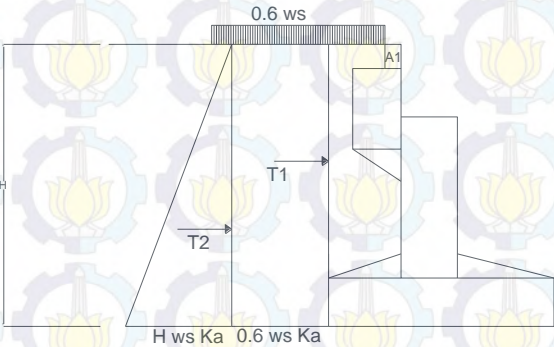
Tabel 5.3 Tabel perhitungan beban mati tambahan

	B (m)	t (m)	L (m)	n	BJ (kN/m ³)	Berat (kN)
Aspal	6	0.05	6	1	22	39.6
Air Hujan	6	0.05	6	1	10	18
Railing			6	2	0.5	6
					Pma	63.6

5.2.4. Beban Tekanan Tanah (TA).

Pada bagian tanah dibelakang dinding abutmen yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0.6 meter yang berupa merata ekuivalen kendaraan pada bagian tersebut.

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (w_s), sudut geser dalam (ϕ), dan kohesi (c). dengan data timbunan sebagai berikut:



Gambar 5.2 skema Tekanan tanah

Tinggi abutmen (H_a)	: 3.5 m
Lebar abutmen (B)	: 8.6 m
Berat volume timbunan, (w_s)	: 17.2 kN/m ³
sudut geser (ϕ)	: 30°
Koefisien Tanah Aktif (K_a)	: $\tan^2 (45^\circ - 30/2) = 0.333$

Tabel 5.4 Perhitungan Tekanan Tanah

Gaya	Besar (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
$T_1 = 1/2 H_a^2 w_s K_a B$	302.0	1.2	352.3
$T_2 = H_a 0.6 w_s K_a B$	103.5	1.8	181.2
H TA	405.5	Σ Moment	533.5

5.2.5. Beban Lajur “D” (TD)

Beban kendaraan yang berupa beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi rata (UDL) dan beban garis terpusat (KEL) seperti pada Gambar 5.3. Untuk jembatan dengan kelas jalan III maka beban yang digunakan adalah 70% dari beban pada peraturan. KEL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung panjang total L yang dibeban lalu lintas, seperti pada gambar 5.3. Atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut:

$$Q = 9.0 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$Q = 9.0 (0.5 + 15/L) \quad \text{untuk } L > 30 \text{ m}$$

Pada jembatan ini bentang jembatan yang direncanakan sepanjang 12 meter, oleh Karen itu besarnya intensitas beban UDL sebesar 9 kPa.

Besarnya beban pada abutmen akibat beban UDL :

$$P_{UDL} = 0.7 \times 0.5 \times q \times (5.5 + b) \times L / 2$$

$$P_{UDL} = 0.7 \times 0.5 \times 9 \times (5.5 + 6) \times 12 / 2$$

$$P_{UDL} = 217.35 \text{ kN}$$

Beban KEL memiliki intensitas 49 kN/m dengan faktor beban dinamis (DLA) untuk bentang jembatan kurang dari 50 meter sebesar 0.4.

Besarnya beban pada abutmen akibat beban KEL.

$$P_{KEL} = 0.7 \times 0.5 \times P \times (1+DLA) \times (5.5 + b)$$

$$P_{KEL} = 0.7 \times 0.5 \times 49 \times (1+0.4) \times (5.5 + 6)$$

$$P_{KEL} = 197.225 \text{ kN}$$

Besarnya beban lajur D pada Abutmen.

$$P_{TD} = P_{UDL} + P_{KEL} = 217.35 + 197.225 = 414.575 \text{ kN.}$$

$$\text{Lengan ke titik A} = 1.55 \text{ m}$$

$$\text{Momen terhadap titik A} = 642.59 \text{ kNm}$$

5.2.6. Beban Pedestrian (TP)

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hiduo merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya.

A = luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m²)

Beban hidup merata q :

Untuk $A \leq 10 \text{ m}^2$

$$q = 5 \text{ kPa}$$

Untuk $10 \text{ m}^2 \leq A \leq 100 \text{ m}^2$

$$q = 5 - 0,033(A-10) \text{ kPa}$$

Untuk $A > 100 \text{ m}^2$

$$q = 2 \text{ kPa}$$

Luas bidang trotoar :

$$A = 1 \times 6 = 6 \text{ m}^2$$

→

$$q = 5 \text{ kPa}$$

Beban pada abutmen akibat

$$P_{TP} = A \times q \times 2 = 6 \times 5 \times 2 = 54 \text{ kN.}$$

$$\text{Lengan ke titik A} = 1.55 \text{ m}$$

$$\text{Momen terhadap titik A} = 93 \text{ kNm}$$

5.2.7. Gaya Rem (TB)

Berdasarkan perhitungan pada struktur atas jembatan, besarnya beban rem adalah sebagai berikut:

$$\text{Gaya horizontal rem, } H_{TB} : 27.81 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan terhadap titik O, } y_o : 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Momen akibat gaya rem, } M_{TB} : 97.335 \text{ kNm}$$

5.2.8. Beban Angin (EW)

Besarnya gaya horizontal akibat pengaruh angin berdasarkan RSNI T-02-2005 ps.7.6, beban angin harus dihitung pada dua kondisi yaitu:

- Gaya akibat angin yang meniup bidang jembatan

Luas bidang samping bangunan:

$$A_b = 1.6 \times 12 / 2 = 9.6 \text{ m}^2$$

Gaya Angin :

$$T_{ew1} = 0.0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot A_b$$

$$T_{ew1} = 0.0006 \cdot 1.25 \cdot 35^2 \cdot 9.6$$

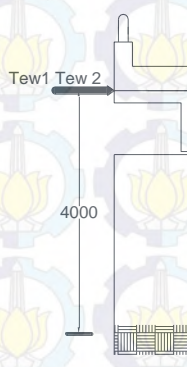
$$T_{ew1} = 8.82 \text{ kN}$$

- Gaya akibat angin yang meniup kendaraan

$$T_{ew2} = 0.0012 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot L / 2$$

$$T_{ew2} = 0.0012 \cdot 1.25 \cdot 35^2 \cdot 12 / 2$$

$$T_{ew2} = 11.025 \text{ kN}$$



Gambar 5.3 ilustrasi beban angin

Besarnya gaya angin pada abutmen:

$$T_{ew} = T_{ew1} + T_{ew2} = 8.82 + 11.025 = 19.845 \text{ kN}$$

Lengan terhadap titik O, $y_1 = 3.5 \text{ m}$

Lengan terhadap titik O, $y_2 = 3.5 \text{ m}$

Momen,

$$M_{ew} = T_{ew1} \cdot y_1 + T_{ew2} \cdot y_2$$

$$M_{ew} = 8.82 \cdot 3.5 + 11.025 \cdot 3.5 = 69.4575 \text{ kNm}$$

5.2.9. Beban Temperatur (ET).

Untuk memperhitungkan tegangan yang timbul akibat pengaruh temperature, diambil perbedaan temperature yang besarnya setengah dari selisih antar temperature maksimum dan minimum. Besarnya temperature maksimum dan minimum berdasarkan RSNI T-02-2005 ps. 7.2 adalah sebagai berikut:

Temperatur maksimum rata-rata,
Temperatur minimum rata-rata,
Perbedaan Temperatur

$$T_{\max} : 40^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\min} : 15^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T = (T_{\max} - T_{\min})/2$$

$$\Delta T = (40 - 15)/2$$

$$\Delta T = 12.5^{\circ}\text{C}$$

Koefisien muai panjang baja, α

$$: 1.2 \times 10^{-5}$$

Kekakuan geser elastomer, k

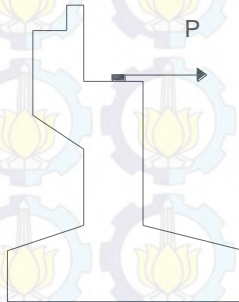
$$: 1500 \text{ kN/m}$$

Panjang girder L

$$: 12 \text{ meter}$$

Jumlah tumpuan elastomer n

$$: 5 \text{ buah}$$



Gambar 5.4. Skema Beban Temperatur Pada Abutmen

Gaya pada abutmen akibat pengaruh temperature.

$$T_{ET} = \alpha \cdot \Delta T \cdot k \cdot L/2 \cdot n$$

$$T_{ET} = 1.2 \times 10^{-5} \times 12.5 \times 1500 \times 12/2 \times 5$$

$$T_{ET} = 6.75 \text{ kN}$$

Lengan terhadap titik O, $y_o : 2.3 \text{ m}$

Momen pada fondasi,

$$M_{ET} = T_{ET} \cdot y_o = 6.75 \times 2.3 = 15.525 \text{ kNm}$$

5.2.10. Beban Gempa (EQ)

Beban gempa rencana dihitung menggunakan rumus:

$$T_{EQ} = K_h \cdot W_t$$

Dengan,

K_h = C / R , koefisien beban gempa horisontal

T_{eq} = Gaya geser dasar total arah yang ditinjau

W_t = $P_{ms} + P_{ma}$, berat total jembatan

C = koefisien respons gempa

R = faktor modifikasi respons

Waktu getar struktur dihitung menggunakan rumus;

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \cdot K_p}}$$

Dengan,

g = 9.8 m/det^2 , percepatan gravitasi

K_p = kekakuan struktur terhadap gaya horisontal

W_{TP} = $P_{ms} \text{ (str atas)} + \frac{1}{2} P_{ms} \text{ (str bawah)}$

Beban Gempa Arah Memanjang Gempa

• Dimensi Breast Wall

Tinggi, L_b = 1.6 m

lebar, b = 8.6 m

tebal, h = 0.7 m

• Inersia Penampang Breast Wall, I_c

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 8.6 \cdot 0.7^2 = 0.246 \text{ m}^4$$

• Nilai Kekakuan, K_p

$$K_p = \frac{3 \cdot E_c \cdot I_c}{L_b^3} = \frac{3 \cdot 25742960 \cdot 0.246}{1.6^3} = 4551221.312 \text{ kN/m}$$

• Berat Mati Total Struktur, W_{tp}

$$W_{TP} = P_{ms} (\text{str atas}) + \frac{1}{2} P_{ms} (\text{str bawah})$$

$$W_{TP} = 708.12 + \frac{1}{2} \cdot 1279.83$$

$$W_{TP} = 1348.03 \text{ kN}$$

Waktu Getar Alami Struktur, T

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \cdot K_p}}$$

$$= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{1366.5}{9.8 \cdot 3794382}} = 0.035 \text{ detik}$$

Koefisien Beban Gempa Horizontal, K_h

Berdasarkan SNI 2833 2013. besarnya S_s , S_1 , PGA , F_{PGA} , F_a , dan F_1 untuk tanah sedang kota Cirebon adalah. (peta respons spektra disajikan dalam lampiran A)

$$S_s = 0.3 \text{ g}$$

$$F_a = 1.4$$

$$S_1 = 0.2 \text{ g}$$

$$F_v = 2.0$$

$$PGA = 0.15 \text{ g}$$

$$F_{PGA} = 1.4$$

$$S_{DS} = S_s \cdot F_a = 0.3 \cdot 1.4 = 0.42$$

$$S_{D1} = S_1 \cdot F_v = 0.2 \cdot 2.0 = 0.4$$

$$A_s = PGA \cdot F_{PGA} = 0.15 \cdot 1.4 = 0.21$$

Periode Spektrum Respons Gempa

$$T_s = S_{D1}/S_{DS} = 0.4/0.42 = 0.95 \text{ dtk}$$

$$T_0 = 0.2 \text{ } T_s = 0.2 \cdot 0.95 = 0.19$$

Untuk T kurang dari T_0 besarnya koefisien respons gempa, C

$$C = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s$$

$$C = (0.42 - 0.21) \frac{0.038}{0.19} + 0.21 = 0.25$$

Faktor Modifikasi Respons, $R = 1.5$
(Pilar tipe dinding, jembatan penting)

Koefisien gempa horizontal, K_h

$$K_h = C / R = 0.26 / 1.5 = 0.168$$

Gaya Gempa, T_{EQ}

Gaya gempa rencana, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h W_t$$

$$T_{EQ} = 0.168 W_t$$

Tabel 5.5. Perhitungan Beban Gempa

Kode	Berat (kN)	Berat Gempa (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
Abutmen				
A1	12.4	2.1	3.4	7.0
A2	123.8	20.8	2.7	56.2
A3	24.8	4.2	2.1	8.6
A4	289.0	48.5	1.6	77.7
A5	37.2	6.2	0.7	4.4
A6	27.9	4.7	0.7	3.3
A7	346.8	58.3	0.3	17.5
Wingwall				
W1	16.6	2.8	3.4	9.3
W2	68.4	11.5	2.9	32.7
W3	2.9	0.5	2.2	1.1
W4	72.0	12.1	1.5	18.1

W5	5.8	1.0	0.8	0.8
W6	3.2	0.5	0.8	0.4
Tanah				
T1	27.5	4.6	3.4	15.4
T2	88.2	14.8	2.9	42.2
T3	11.8	2.0	2.2	4.4
T4	141.2	23.7	1.5	35.6
T5	17.6	3.0	0.8	2.4
	1316.8	221.2		337.1
Pms	708.12	118.9613	2.6	309.29928
Pma	63.6	10.68454	2.6	27.779803
TOTAL	2088.6	350.9		674.2

Lengan beban gempa, $Y_{EQ} = M_{EQ}/T_{EQ} = 1.80$

Beban Gempa Arah Memanjang Gempa

- Dimensi Breast Wall

$$\begin{aligned} \text{Tinggi, } L_b &= 1.7 \text{ m} \\ \text{lebar, } b &= 8.6 \text{ m} \\ \text{tebal, } h &= 0.7 \text{ m} \end{aligned}$$

- Inersia Penampang Breast Wall, I_c

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 0.7 \cdot 8.6^3 = 37.1 \text{ m}^4$$

- Nilai Kekakuan, K_p

$$K_p = \frac{3 \cdot E_c \cdot I_c}{L_b^3} = \frac{3 \cdot 25742960 \cdot 37.1}{1.7^3} = 5.73 \times 10^8 \text{ kN/m}$$

- Berat Mati Total Struktur, W_{TP}

$$W_{TP} = P_{ms} (\text{str atas}) + \frac{1}{2} P_{ms} (\text{str bawah})$$

$$W_{TP} = 708.12 + \frac{1}{2} \cdot 1316.8$$

$$WTP = 1366.5 \text{ kN}$$

Waktu Getar Alami Struktur, T

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \cdot K_p}}$$

$$= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{1366.5}{9.8 \cdot 5.73 \times 10^8}} = 0.0031 \text{ detik}$$

Koefisien Beban Gempa Horizontal, K_h

Berdasarkan SNI 2833 2013. besarnya S_s , S_1 , PGA , F_{PGA} , F_a , dan F_1 untuk tanah sedang kota Cirebon adalah. (peta respons spektra disajikan dalam lampiran A)

$$S_s = 0.3 \text{ g}$$

$$F_a = 1.4$$

$$S_1 = 0.2 \text{ g}$$

$$F_v = 2.0$$

$$PGA = 0.15 \text{ g}$$

$$F_{PGA} = 1.4$$

$$S_{DS} = S_s \cdot F_a = 0.3 \cdot 1.4 = 0.42$$

$$S_{D1} = S_1 \cdot F_v = 0.2 \cdot 2.0 = 0.4$$

$$A_s = PGA \cdot F_{PGA} = 0.15 \cdot 1.4 = 0.21$$

Periode Spektrum Respons Gempa

$$T_s = S_{D1}/S_{DS} = 0.4/0.42 = 0.95 \text{ dtk}$$

$$T_0 = 0.2 \quad T_s = 0.2 \cdot 0.95 = 0.19$$

Untuk T kurang dari T_0 besarnya koefisien respons gempa, C

$$C = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s$$

$$C = (0.42 - 0.21) \frac{0.0031}{0.19} + 0.21 = 0.213$$

Faktor Modifikasi Respons, $R = 1.5$

(Pilar tipe dinding, jembatan penting)

Koefisien gempa horizontal, K_h

$$K_h = C / R = 0.213 / 1.5 = 0.142$$

Gaya Gempa, T_{EQ}

Gaya gempa rencana, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h W_t$$

$$T_{EQ} = 0.143 \cdot (708.12 + 63.6 + 1316.8)$$

$$T_{EQ} = 297.1 \text{ kN}$$

Momen rencana arah melintang, M_{eq} ,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot y_{EQ}$$

$$M_{EQ} = 297.1 \cdot 1.80$$

$$M_{EQ} = 571 \text{ kNm}$$

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan tanah dinamis dihitung dengan menggunakan koefisien tekanan tanah dinamis (ΔK_{aG}) sebagai berikut:

$$\theta = \tan^{-1}(K_h)$$

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\left[\cos \theta \cdot \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin \phi' \cdot \sin (\phi' - \theta)}}{\cos \theta} \right\} \right]}$$

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a$$

Dengan,

$$\text{Tinggi abutmen, } H = 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar abutmen, } B_y = 8.6 \text{ m}$$

$$\text{Koefisien gempa lateral, } K_h = 0.168$$

$$\text{Sudut geser tanah timbunan, } \phi' = 30^\circ$$

$$\text{Koefisien tanah aktif timbunan, } K_a = 0.333$$

$$\text{Berat volume timbunan, } w_s = 17.2 \text{ kN/m}^3$$

$$\theta = \tan^{-1}(K_h) = \theta = \tan^{-1}(0.168) = 9.54$$

$$\cos^2(\phi' - \theta) = \cos^2(30 - 9.54) = 0.88$$

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\left[\cos \theta \cdot \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin \phi' \cdot \sin (\phi' - \theta)}}{\cos \theta} \right\} \right]}$$

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(30 - 9.54)}{\left[\cos 9.54 \cdot \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin 30 \cdot \sin (30 - 9.54)}}{54} \right\} \right]}$$

$$K_{aG} = 0.625$$

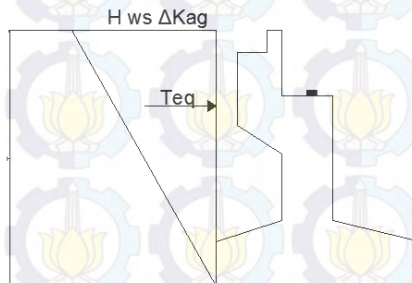
$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a = 0.625 - 0.333 = 0.292$$

Besarnya gaya lateral akibat tekanan tanah dinamis,

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot w_s \cdot \Delta K_{aG} \cdot B_y$$

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot 42 \cdot 17.2 \cdot 0.292 \cdot 8.6$$

$$T_{EQ} = 264.6 \text{ kN}$$



Gambar 5.5. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

Lengan terhadap pondasi,

$$y_{EQ} = \frac{2}{3} \cdot H = \frac{2}{3} \cdot 3.5 = 2.33$$

Momen akibat tekanan tanah dinamis,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot y_{EQ} = 264.6 \cdot 2.33 = 617.44 \text{ kNm}$$

5.2.11. Kombinasi Beban Kerja

Tabel 5.6. Rekap Beban Pada Abutmen

Aksi	Vertika 1	Horizontal (kN)		Momen (kNm)		
	(kN)	Tx	Ty	Mv	Mhx	Mhy
Beban Mati						
Beban Sendiri Struktur Atas	708.1			1097.6		
Beban Sendiri Struktur Bawah	1279.8			2538.8		
Beban Mati Tambahan	63.6			98.6		
Tekanan Tanah		405.5			533.5	
Beban Lalu Lintas						
Beban Lajur D	414.6			642.6		
Beban Pedestrian	60.0			93.0		
Gaya Rem		27.8			97.3	
Beban Lingkungan						
Temperatur		6.8			17.6	
Beban Angin			19.8			69.5
Beban Gempa X		350.9			674.2	
Beban Gempa Y			297.2			571.0

Tekanan Tanah Dinamis		264.6			617.4	
Total	2563.1	1055.6	317.0	4565.3	1940.0	640.4

Perhitungan kombinasi beban kerja pada abutmen dilampirkan pada Lampiran A. Pada tabel 5.7. disajikan rekap kombinasi beban kerja.

Kombinasi 1 : MS+MA+TA+TD+TB

Kombinasi 2 : MS+MA+TA+TD+TP+TB+ET

Kombinasi 3 : MS+MA+TA+TD+TB+EW

Kombinasi 4 : MS+MA+TA+TD+TB+ET+EW

Kombinasi 5 : MS+MA+0.3TD+EQ+Tekanan Tanah Dinamis

Tabel 5.7. Rekap Kombinasi Beban Kerja

Kombinasi	Vertikal	Horizontal (kN)		Momen (kNm)		
	(kN)	Tx	Ty	Mv	Mhx	Mhy
Komb 1	2466.1	433.4	0.0	4377.5	630.9	0.0
Komb 2	2526.1	440.1	0.0	4470.5	646.4	0.0
Komb 3	2466.1	433.4	19.8	4377.5	630.9	69.5
Komb 4	2466.1	440.1	19.8	4377.5	646.4	69.5
Komb 5	2466.1	978.5	291.5	4377.5	1661.0	527.0

5.3. Kontrol Stabilitas Guling

5.3.1. Stabilitas Guling Arah X

Pondasi tiang pancang tidak diperhitungkan dalam analisis stabilitas terhadap guling, sehingga angka aman (SF) terhadap guling cukup diambil 2.2.

Letak titik guling (A) berada pada ujung fondasi. Sehingga lengan A terhadap titik O sebesar $B_x/2 = 1.4$ m.

Momen Penahan Guling :

$M_{px} = P \cdot B_x/2 \cdot (1+k)$, dengan k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

$$SF = M_{px}/M_x > 2.2$$

Tabel 5.8. Stabilitas Guling Arah X

Kombinasi	Momen (kNm)		SF	Ket (>2.2 OK)
	Mv	Mhx		
Komb 1	4377.5	630.9	6.94	OK
Komb 2	4470.5	646.4	8.65	OK
Komb 3	4377.5	630.9	8.67	OK
Komb 4	4377.5	646.4	9.48	OK
Komb 5	4377.5	1661.0	3.95	OK

5.3.2. Stabilitas Guling Arah Y

Letak titik guling (A) berada pada ujung fondasi arah y. Sehingga jarak titik A terhadap titik O sebesar $B_y/2 = 4.7$ m.

$M_{py} = P \cdot B_y/2 \cdot (1+k)$, dengan k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

$$SF = M_{py}/M_y > 2.2$$

Tabel 5.9. Stabilitas Guling Arah Y

Kombinasi	Momen (kNm)		SF	Ket (>2.2 OK)
	Mv	Mhx		
Komb 1	4377.5	0.0	~	OK
Komb 2	4470.5	0.0	~	OK
Komb 3	4377.5	69.5	63.02	OK
Komb 4	4377.5	69.5	63.02	OK
Komb 5	4377.5	527.0	8.31	OK

5.4. Perencanaan Tiang Pancang

Pada perencanaan ini menggunakan tiang PC Spun Pile (PT. Jaya Beton Indonesia) Grade B, dengan spesifikasi sebagai berikut:

Mutu beton,	$f_c = 50 \text{ MPa}$
Modulus Elastisitas,	$E = 33234 \text{ MPa}$
Tebal,	$t = 90 \text{ mm}$
Diameter Luar,	$D = 500 \text{ mm}$
Momen Inersia,	$I = 3.06 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$
Gaya Aksial Ijin,	$P_{ijin} = 1780 \text{ kN}$
Momen Retak,	$M_{cr} = 150 \text{ kNm}$
Momen Ultimate,	$M_u = 270 \text{ kNm}$

5.4.1. Daya Dukung Aksial Tiang Pancang

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan berdasarkan data penyelidikan tanah hasil SPT yang terlapir pada lampiran A. Perhitungan daya dukung pondasi dengan menggunakan SPT menurut Luciano Decourt (1982) adalah sebagai berikut,

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

Dimana:

- Q_l = daya dukung tanah maksimum pada pondasi
- Q_p = resistance ultimate didasar pondasi
- Q_s = resistance ultimate akibat lekatan lateral

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot k) A_p$$

Dimana :

N_p = harga rata-rata SPT disekitar $4B$ atau hingga $4B$ dibawah dasar tiang pondasi, dengan B adalah diameter tiang.

k = koefisien karakteristik tanah

12 t/m² = 117,7 kPa (untuk lempung)

20 t/m² = 196 kPa (untuk lanau berlempung)

25 t/m² = 245 kPa (untuk lanau berpasir)

40 t/m² = 392 kPa (untuk pasir)

A_p = luas penampang dasar tiang

Q_p = tegangan di ujung tiang

$$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1)A_s$$

Dimana :

q_s = tegangan akibat lekatan lateral (t/m2)

N_s = harga rata-rata sepanjang tiang yang terbenam dengan batasan. $3 < N < 50$

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

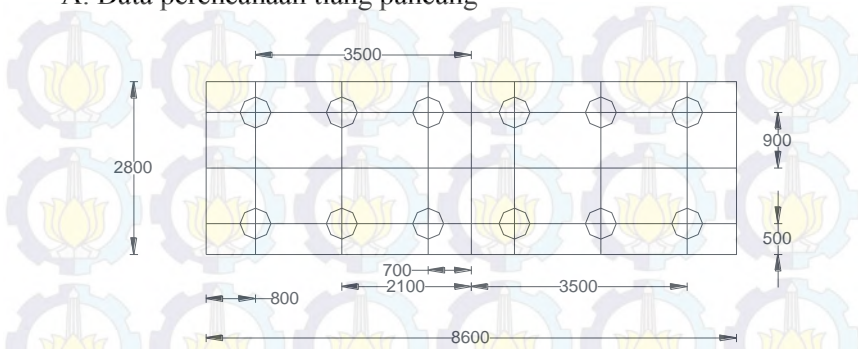
Pada perencanaan tiang pancang abutmen ini digunakan spun pile tipe B PT. JBI dengan diameter 0.50 m ($A_p = 0.196 \text{ m}^2$). Hasil perhitungan daya dukung tiang pondasi dengan menggunakan metode Luciano decourt dsajikan pada tabel 5.10.

Tabel 5.10. Kekuatan Ultimate ! tiang pancang $\varnothing 50 \text{ cm}$

Depth	N lap	N'Koreksi	Qp			Qs			Qs	Qu
			Np	K	Qp	Ns	Ns'	As		
				t/m2	ton			m2	ton	ton
0	0	7.5	8.5	12	20.03	7.5	7.5	0	0	20.03
1	2	8.5	8.73	12	20.57	8.5	8	1.57	5.75959	26.33
2	4	9.5	8.81	12	20.76	9.5	8.5	3.14	12.0428	32.80
3	3.5	9.25	9.42	12	22.20	9.25	8.73	4.71	18.4254	40.62
4	3	9	10.25	12	24.15	9	8.81	6.28	24.7348	48.89
5	7	11	11.25	12	26.51	11	9.11	7.85	31.7039	58.21
6	11	13	12.58	12	29.64	13	9.63	9.42	39.6783	69.32
7	13.5	14.25	13.96	12	32.89	14.25	10.21	11.00	48.4172	81.31
8	16	15.5	14.94	12	35.20	15.5	10.79	12.57	57.7634	92.96
9	17	16	15.58	12	36.71	15.75	11.31	14.14	67.4343	104.14
10	17.5	16.25	16	12	37.70	16	11.75	15.71	77.2308	114.93
11	18	16.5	17.08	12	40.24	16.25	12.14	17.28	87.2001	127.44
12	28.5	21.75	19.28	12	45.43	16.5	12.48	18.85	97.266	142.69
13	39	27	21.75	12	51.25	21.75	13.1	20.42	109.589	160.84
14	39.5	27.25	24.22	12	57.07	27	13.9	21.99	123.883	180.95
15	40	27.5	26.29	12	61.94	27.25	14.8	23.56	139.801	201.75

5.4.2. Analisis Grup Tiang Pancang

A. Data perencanaan tiang pancang



Gambar 5.6. Denah Tiang pancang

n	= 12 buah
X _{max}	= 0.9 m
Y _{max}	= 3.5 m
Σx ²	= 2(5(0.9) ²) = 9.72 m ²
Σy ²	= 2(2(1.2) ² +2(3.2) ²) = 68.6 m ²
Jarak ke tepi pile cap	= 0.8 m
Jumlah arah y (m)	= 6 buah
Jumlah arah x (n)	= 2 buah
Diameter (D)	= 0.5 m

Beban maksimum tiang pancang :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_x \cdot x_{max}}{\Sigma x^2}$$

Atau

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_y \cdot y_{max}}{\Sigma y^2}$$

Dimana :

P_{max} = beban maksimum yang diterima tiang pancang

ΣP = total beban yang diterima tiang pancang

- M_x = momen terhadap sumbu x
 M_y = momen terhadap sumbu y
 n = banyak tiang pancang
 X_{max} = absis tiang pancang terjauh ke garis berat pile group
 Y_{max} = ordinat tiang pancang terjauh ke garis berat pile group
 Σx^2 = jumlah kuadrat atas tiang pancang ke garis berat pile group
 Σy^2 = jumlah kuadrat atas tiang pancang terhadap garis berat pile group

Beban maksimum yang diterima tiang pancang dipilih yang paling besar antara beban maksimum arah X dan arah Y. Hasil perhitungan beban maximum dapat dilihat pada tabel 5.11 dan tabel 5.12.

Tabel 5.11. Beban Maksimum Arah X

Kombinasi	P	M_x	p/n	$M_x \cdot X_{max} / \Sigma n X_i^2$	Pmax
	kN	kNm			
Komb 1	2466.1	630.87	205.5103	58.41	263.9246
Komb 2	2526.1	646.4	210.5103	59.85	270.3621
Komb 3	2466.1	630.87	205.5103	58.41	263.9246
Komb 4	2466.1	646.4	205.5103	59.85	265.3621
Komb 5	2466.1	1661	205.5103	153.80	359.31

Tabel 5.12. Beban Maksimum Arah Y

Kombinasi	P	M_y	p/n	$M_y \cdot Y_{max} / \Sigma n Y_i^2$	Pmax
	kN	kNm			
Komb 1	2466.1	0	205.5103	0.00	205.5103
Komb 2	2526.1	0	210.5103	0.00	210.5103
Komb 3	2466.1	69.458	205.5103	3.54	209.0541
Komb 4	2466.1	69.458	205.5103	3.54	209.0541
Komb 5	2466.1	527	205.5103	26.89	232.3981

Dari perhitungan beban maksimum di atas didapat beban arah sumbu x merupakan beban terbesar.

Efisiensi tiang pancang kelompok :

$$Ce = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{S}\right)}{90^\circ} * \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

(Converse-Labarre)

Dimana:

Ce = koefisien tiang pancang

Ø = diameter tiang pancang

S = jarak as ke as antar tiang dalam grup

m = jumlah tiang arah x

n = jumlah tiang arah y

→

S = 1.6 m

$$Ce = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{0.45}{1.6}\right)}{90^\circ} * \left(2 - \frac{1}{6} - \frac{1}{2}\right) = 0.75$$

Daya Dukung Tiang Pancang Group

$$P_{max} = \frac{Qu \times Ce \times \%}{SF}$$

$$Qu = \frac{P_{max} \times SF}{Ce \times \%}$$

Dimana :

Pmax = beban maksimum yang diterima tiang pancang

SF = Safety Faktor (3)

N = Jumlah tiang pancang

% = persentase kelebihan beban yang dibolehkan

Ce = Efisiensi tiang pancang kelompok

Qu = Daya dukung pondasi dalam (1 tiang)

Tabel 5.13. Perhitungan Beban Pada 1 Tiang Pancang

No	%	Pmax	Qu
		(kN)	(kN)
1	100%	263.9246	1117.011543
2	125%	270.3621	915.4056468
3	125%	263.9246	893.609234
4	140%	265.3621	802.2110662
5	150%	359.31	1013.808194

Dari perhitungan diatas besarnya Q_u adalah 1117 kN, berdasarkan tabel 5.13. kedalaman yang dibutuhkan sebesar 11 m ($Q_u = 1274.4$ kN).

5.4.3. Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

A. Kontrol terhadap beban aksial

Gaya aksial ijin tiang pancang = 1430 kN

$Q_u < P_{ijin}$

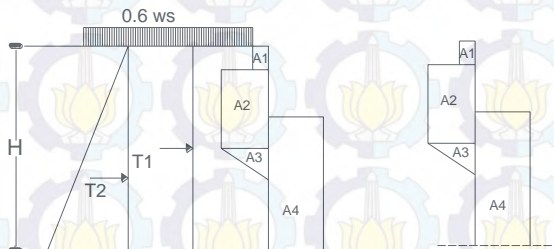
$1274.4 < 1430$ kN

(OK)

5.5. Analisis Breast Wall

5.5.1. Pembebanan Breast Wall

A. Berat Sendiri, MS

**Gambar 5.7.** Skema Beban Sendiri Breast Wall

Tabel 5.14 Perhitungan Pembebanan Breast Wall

Kode	Lebar (m)	Tinggi (m)	Shape	Berat (kN)
A1	0.2	0.3	1	12.4
A2	0.6	1.0	1	123.8
A3	0.6	0.4	0.5	24.8
A4	0.7	1.7	1	245.6
Berat Struktru Atas				708.1
			Pms	1114.7

B. Tekanan Tanah

Pada bagian tanah dibelakang dinding abutmen yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0.6 meter yang berupa merata ekivalen kendaraan pada bagian tersebut.

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (w_s), sudut geser dalam (ϕ), dan kohesi (c). dengan data timbunan sebagai berikut:

Tinggi breast wall (H)	: 2.6 m
Lebar abutmen (B)	: 8.6 m
Berat volume timbunan, (w_s)	: 17.2 kN/m ³
sudut geser (ϕ)	: 30°
Koefisien Tanah Aktif (K_a)	: $\tan^2 (45^\circ - 30/2) = 0.333$

Tabel 5.15. Perhitungan Tekanan Tanah

Gaya	Berat (kN)	e (m)	Momen
T2 = Ha 0.6 w_s Ka B	76.9	1.3	100.0
T1 = 1/2 Ha2 w_s Ka B	166.7	0.9	144.4
H TA	243.6	Total	244.4

C. Beban Gempa

Gempa Arah Memanjang:

Berdasarkan RSNI T-02-2005 seluruh jembatan permanen dimana rute alternative tersedia. Besarnya faktor kepentingan jembatan, (I) = 1.0.

Gaya gempa rencana, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h I W_t$$

$$T_{EQ} = 0.168 \cdot W$$

Tabel 5.16. Perhitungan Beban Gempa

Kode	Lebar (m)	Tinggi (m)	Shape	Berat (kN)	Teq (kN)	length (m)	Momen (kNm)
A1	0.2	0.3	1.0	12.4	2.1	2.5	5.1
A2	0.6	1.0	1.0	123.8	20.8	1.8	37.4
A3	0.6	0.4	0.5	24.8	4.2	1.0	4.3
A4	0.7	1.7	1.0	245.6	41.3	0.9	35.1
						Meq	81.9
Berat Struktur Atas							
Pms				708.1	119.0	1.7	202.2
Pma				63.6	10.7	1.7	18.2
				Teq	198.0	Meq	302.3

Titik tangkap gempa,

$$y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ} = 302.3 / 198.0 = 1.53 \text{ m}$$

Gempa Arah Melintang:

Berdasarkan RSNI T-02-2005 seluruh jembatan permanen dimana rute alternative tersedia. Besarnya faktor kepentingan jembatan, $(I) = 1.0$.

Gaya gempa rencana arah melintang, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h W_t$$

$$T_{EQ} = 0.143 \cdot 1178.3$$

$$T_{EQ} = 168.5 \text{ kN}$$

Momen rencana arah melintang, M_{EQ} ,

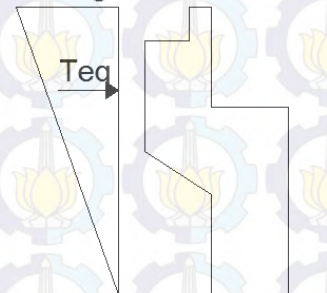
$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot y_{EQ}$$

$$M_{EQ} = 168.50 \cdot 1.53$$

$$M_{EQ} = 257.33 \text{ kNm}$$

D. Tekanan Tanah Dinamis

H ws ΔK_{ag}



Gambar 5.8. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

Besarnya gaya lateral akibat tekanan tanah dinamis,

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot w_s \cdot \Delta K_{ag} \cdot B_y$$

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot 2.6^2 \cdot 17.2 \cdot 0.305 \cdot 8.6$$

$$T_{EQ} = 146.03 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$y_{EQ} = \frac{2}{3} \cdot H = \frac{2}{3} \cdot 2.6 = 1.73 \text{ m}$$

Momen akibat tekanan tanah dinamis,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot y_{EQ} = 146.03 \cdot 1.73 = 253.1 \text{ kNm}$$

E. Rekap Beban Pada Breast Wall

Tabel 5.17. Rekap Beban Pada Breast Wall

Aksi	P	Horizontal (kN)		Momen (kNm)		Ku
	(kN)	Tx	Ty	Mx	My	
Beban Mati						
Beban Sendiri Struktur	1449.1					1.3
Beban Mati Tambahan	127.2					2
Tekanan Tanah		304.5		305.5		1.25
Beban Lalu Lintas						
Beban Lajur D	746.2					1.8
Beban Pedestrian	108.0					1.8
Gaya Rem		50.1		150.2		1.8
Beban Lingkungan						
Temperatur		8.1		13.8		1.2
Beban Angin			23.8		61.9	1.2
Beban Gempa X		198.0		302.3		1
Beban Gempa Y			168.5		257.3	1

Tekanan Tanah Dinamis		146.0		253.1		1
-----------------------	--	-------	--	-------	--	---

5.5.2. Kombinasi Pembebanan Breast Wall

Kombinasi pembebanan breast wall yang digunakan adalah sebagai berikut.

Kombinasi 1 : MS+MA+TA+TD+TB

Kombinasi 2 : MS+MA+TA+TD+TP+TB+ET

Kombinasi 3 : MS+MA+TA+TD+TB+EW

Kombinasi 4 : MS+MA+TA+TD+TB+ET+EW

Kombinasi 5 : MS+MA+0.3TD+EQ+Tekanan Tanah Dinamis

Tabel 5.18. Kombinasi Beban Pada Breast Wall

KOMBINASI	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
KOMBINASI 1	2322.6	354.5	0.0	455.7	0.0
KOMBINASI 2	2430.6	362.6	0.0	469.5	0.0
KOMBINASI 3	2322.6	354.5	23.8	455.7	61.9
KOMBINASI 4	2322.6	362.6	23.8	469.5	61.9
KOMBINASI 5	1800.2	344.0	168.5	555.4	257.3

5.5.3. Penulangan Breast Wall

A. Tulangan Lentur

Breast wall diasumsikan sebagai kolom yang menerima beban aksial dan beban momen. Perhitungan tulangan lentur breast wall diperoleh menggunakan program bantu spColumn 4.8. Berikut diagram interaksi P-M pada breast wall abutmen.

Dari diagram interaksi diatas didapat $\rho = 1\%$,
Dipakai tulangan D29 – 150 mm

B. Tulangan Geser

Gaya geser ultimit brest wall,

$$V_u = 895.43 \text{ kN}$$

Mutu beton,

$$f_c = 30 \text{ MPa}$$

Mutu tulangan,

$$F_y = 290 \text{ MPa}$$

Tebal decking,

$$d' = 50 \text{ mm}$$

Tebal efektif beton,

$$d = 700 - 50 = 650 \text{ mm}$$

Kuat geser nominal beton,

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot B_y \cdot d$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 9400 \cdot 650$$

$$V_c = 5577641 \text{ N}$$

$$V_c = 5577.64 \text{ kN} > V_u = 895.45 \text{ kN}$$

Dipakai tulangan geser minimum,

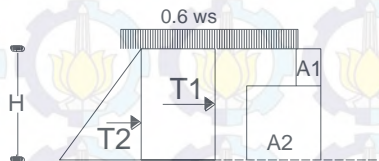
Dipakai tulangan D13-300

5.6. Back Wall

5.6.1. Pembebanan Back Wall

A. Tekanan Tanah

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (w_s), sudut geser dalam (ϕ), dan kohesi (c). dengan data timbunan sebagai berikut:



Gambar 5.9. Skema Tekana Tanah

Tinggi brack wall (H)

$$: 0.9 \text{ m}$$

Lebar abutmen (B)

$$: 8.6 \text{ m}$$

Berat volume timbunan, (w_s)

$$: 17.2 \text{ kN/m}^3$$

sudut geser (ϕ)

$$: 30^\circ$$

Koefisien Tanah Aktif (K_a)

$$: \tan^2(45^\circ - 30/2) = 0.333$$

Tabel 5.19. Perhitungan Tekanan Tanah

Gaya	Berat (kN)	e (m)	Momen (kNm)
$T_2 = H_a 0.6 w_s K_a B$	26.6	0.45	12.0
$T_1 = 1/2 H_a 2 w_s K_a B$	19.9	0.30	6.0
H TA	46.5		18.0

B. Beban GempaGaya gempa rencana, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h W_t$$

$$T_{EQ} = 0.168 W_t$$

Tabel 5.20. Perhitungan Beban Gempa Arah Memanjang

Kode	Tinggi (m)	Shape	Berat (kN)	Teq (kN)	lengan (m)	Momen (kNm)
A1	0.3	1	12.4	2.1	0.75	1.6
A2	0.6	1	74.3	12.5	0.3	3.7
			Teq	14.6		5.3

C. Tekanan Tanah Dinamis**Gambar 5.10** Skema tekanan tanah dinamis backwall

Besarnya gaya lateral akibat tekanan tanah dinamis,

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot w_s \cdot \Delta K_{aG} \cdot B_y$$

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot 0.9^2 \cdot 17.2 \cdot 0.304 \cdot 8.6$$

$$T_{EQ} = 17.50 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$y_{EQ} = 2/3 \cdot H = 2/3 \cdot 0.9 = 0.6 \text{ m}$$

Momen akibat tekanan tanah dinamis,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot y_{EQ} = 17.50 \cdot 0.6 = 10.50 \text{ kNm}$$

D. Rekap Beban Ultimit Back Wall

Tabel 5.21. Rekap Beban Ultimit Back Wall

Jenis Gaya	Ku	Horizontal	Momen
Tekanan Tanah TA	1.25	58.185257	22.443
Beban Gempa EQ	1	14.563229	5.3052
Tekanan Tanah D	1	17.497166	10.498
		90.245651	38.246

5.6.2. Penulangan Back Wall

Mutu Beton,

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

Mutu Baja BJ 50,

$$f_y = 290 \text{ MPa}$$

Momen Negatif,

$$M_u = 38.25 \text{ kNm}$$

Tebal decking,

$$d' = 50 \text{ mm}$$

Tinggi efektif,

$$d = 600 - 50 = 550 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 30}{290} \left(\frac{600}{600 + 290} \right) = 0.050$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.050 = 0.038$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{4 f_y} = \frac{1.4}{4 \cdot 290} = 0.0012$$

$$M_u = \frac{M_u}{0.8} = 47.81 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{47.81 \times 106}{8600 \cdot 550^2} = 0.018 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0.85 \cdot f_c}}\right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 30}{290} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.018}{0.85 \cdot 30}}\right) = 0.00006$$

Dipakai $\rho_{perlu} = 0.0012$ sehingga As pakai adalah :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= 0.0012 \times b \times d \\ &= 0.0012 \times 8600 \times 550 = 5708.6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pakai Tulangan D16 (As = 201 mm²)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$S = \frac{By \cdot A_{Stulangan}}{A_{Sperlu}} = \frac{8600 \cdot 201}{5708.6} = 302.9 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan

D16-200 (A_{Spakai} = 5763.8 mm²).

Perhitungan Penulangan susut arah memanjang:

Tulangan susut harus dihitung dengan rasio tulangan minimum. Maka tulangan susut yang dibutuhkan sebesar

$$A_{Sperlu} = 0.0012 \times 900 \times 550 = 597.4 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan susut

D13-150 (A_{Spakai} = 796.38 mm²).

5.7. Analisis Wing Wall

5.7.1. Pembebanan Wing Wall

A. Tekanan Tanah

Dimensi Wing Wall,

$$H_y = 2.6 \text{ m}$$

$$H_x = 2.5 \text{ m}$$

$$H_w = 0.5 \text{ m}$$

Plat pada wingwall dianalisis sebagai two wavy slab, melihat salah satu sisi vertical atau horizontal terjepit pada abutmen. Sehingga terjadi momen pada jepitan sebesar:

$$M_x = \frac{1}{2} M_{\text{jepit arah x}}$$

$$M_y = \frac{1}{2} M_{\text{jepit arah y}}$$

Berat volume timbunan, (w_s) : 17.2 kN/m³

sudut geser (ϕ) : 30°

Koefisien Tanah Aktif (K_a) : $\tan^2(45^\circ - 30/2) = 0.333$

Tabel 5.22. Perhitungan Tekanan Tanah

Gaya	T (kN)	y (m)	x (m)	Mty (kNm)	Mtx (kNm)
T2 = Ha 0.6 ws Ka B	22.4	1.3	1.3	29.1	28.0
T1 = 1/2 Ha2 ws Ka B	48.4	0.9	1.3	42.0	60.6
H TA	70.8			71.1	88.5

B. Beban Gempa

Berat Sendiri Struktur, $W_t = 168.84$ kN

Gaya gempa rencana, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h W_t$$

$$T_{EQ} = 0.168 \cdot 168.84$$

$$T_{EQ} = 28.36 \text{ kN}$$

Momen Akibat Beban Gempa

$$M_y = T_{EQ} \cdot H_y/2 = 28.36 \cdot 2.6/2 = 36.87 \text{ kNm}$$

$$M_x = T_{EQ} \cdot H_x/2 = 28.36 \cdot 2.5/2 = 35.46 \text{ kNm}$$

C. Tekanan Tanah Dinamis

Besarnya gaya lateral akibat tekanan tanah dinamis,

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot H_y^2 \cdot w_s \cdot \Delta K_{aG} \cdot H_x$$

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot 2.6^2 \cdot 17.2 \cdot 0.292 \cdot 2.5$$

$$T_{EQ} = 42.45 \text{ kN}$$

Lengan terhadap titik jepit

$$y_y = 2/3 \cdot H = 2/3 \cdot 2.6 = 1.73 \text{ m}$$

$$y_x = 1/2 \cdot H = 1/2 \cdot 2.5 = 1.25 \text{ m}$$

Momen akibat tekanan tanah dinamis,

$$M_y = T_{EQ} \cdot y_y = 42.45 \cdot 1.73 = 73.58 \text{ kNm}$$

$$M_y = T_{EQ} \cdot y_x = 42.45 \cdot 1.25 = 53.06 \text{ kNm}$$

D. Beban Ultimit Wing Wall

Tabel 5.23. Beban Ultimit Back Wall

Gaya	Ku	Horizontal	Momen		Geser
			My	Mx	V
Tekanan Tanah TA	1.25	88.5	88.8	110.6	88.5
Beban Gempa EQ	1	28.4	36.9	35.5	28.4
Tekanan Tanah D	1	42.4	73.6	53.1	42.4
		159.3	199.3	199.2	159.3

5.7.2. Penulangan Wing Wall

Penulangan Arah X.

Mutu Beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Mutu Baja BJ 50, $f_y = 290 \text{ MPa}$

Momen Negatif, $M_u = 199.3 \text{ kNm}$

Tebal decking, $d' = 40 \text{ mm}$

Tinggi efektif, $d = 500 - 40 = 460 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 30}{290} \left(\frac{600}{600 + 290} \right) = 0.050$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.05 = 0.038$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{4 f_y} = \frac{1.4}{4 \cdot 290} = 0.0012$$

$$Mu = \frac{Mu}{0.8} = 249.1 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{249.1 \times 10^6}{1000 \cdot 460^2} = 0.47 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0.85 \cdot f_c}}\right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 30}{290} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.47}{0.85 \cdot 30}}\right) = 0.0016$$

Dipakai $\rho_{perlu} = 0.0016$ sehingga As pakai adalah :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= 0.0016 \times b \times d \\ &= 0.0016 \times 460 \times 1000 = 1884.8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pakai Tulangan D16 (As = 201 mm²)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$S = \frac{By \cdot AS_{tulangan}}{AS_{perlu}} = \frac{2500 \cdot 201}{1884.8} = 266.7 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan

D16-250 (AS_{pakai} = 2010.62 mm²).

Perhitungan Penulangan susut arah memanjang:

Tulangan susut harus dihitung dengan rasio tulangan minimum. Maka tulangan susut yang dibutuhkan sebesar

$$AS_{perlu} = 0.0012 \times 2500 \times 460 = 1387.93 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan susut

D13-200 (AS_{pakai} = 1659.2 mm²).

Penulangan Arah Y.

Mutu Beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Mutu Baja BJ 50, $f_y = 290 \text{ MPa}$

Momen Negatif, $M_u = 199.2 \text{ kNm}$

Tebal decking, $d' = 40 \text{ mm}$

Tinggi efektif, $d = 500 - 40 = 460 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 30}{290} \left(\frac{600}{600 + 290} \right) = 0.05$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.038 = 0.038$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{4 f_y} = \frac{1.4}{4 \cdot 400} = 0.0012$$

$$Mu = \frac{Mu}{0.8} = 248.9 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{248.9 \times 10^6}{1000 \cdot 460^2} = 0.45 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 35}{290} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.73}{0.85 \cdot 30}} \right) = 0.0016$$

Dipakai $\rho_{perlu} = 0.0016$ sehingga As pakai adalah :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= 0.0016 \times b \times d \\ &= 0.0016 \times 460 \times 1000 = 1883.0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pakai Tulangan D16 (As = 201 mm²)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$S = \frac{By \cdot AS_{tulangan}}{AS_{perlu}} = \frac{2600 \cdot 201}{1883.0} = 277.6 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan

D16-250 (As_{pakai} = 2091.04 mm²).

Perhitungan Penulangan susut arah memanjang:

Tulangan susut harus dihitung dengan rasio tulangan minimum. Maka tulangan susut yang dibutuhkan sebesar

$$A_{\text{Sperlu}} = 0,0012 \times 1000 \times 460 = 1443.4 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan susut

$$D13-150 \text{ (} A_{\text{Spakai}} = 1725.52 \text{ mm}^2 \text{)}.$$

Perhitungan Sengkang

Gaya geser ultimit pile cap,	$V_u = 159.3 \text{ kN}$
Mutu beton,	$f_c = 30 \text{ MPa}$
Mutu tulangan,	$F_y = 290 \text{ MPa}$
Tebal decking,	$d' = 50 \text{ mm}$
Tebal efektif beton,	$d = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$

Kuat geser nominal beton,

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot H_x \cdot d$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 2500 \cdot 450$$

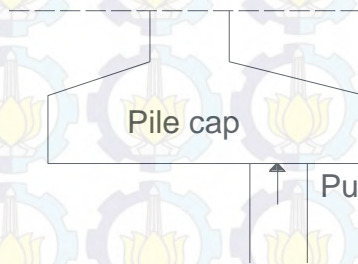
$$V_c = 1027 \text{ kN} > V_u = 159.3 \text{ kN}$$

Dipakai tulangan geser minimum,

Dipakai tulangan D13-300

5.8. Analisis Pile Cap

5.8.1. Pembebanan Pile Cap



Gambar 5.11. Skema Pembebanan Pile Cap

Beban Pada pile cap per meter panjang

$$P1 = 24 \cdot 1 \cdot 0.3 \cdot 1.2 \cdot 0.5 = 2.16 \text{ kN}$$

$$P2 = 24 \cdot 1 \cdot 0.6 \cdot 1.2 = 17.28 \text{ kN}$$

$$P_u = 1187.2 \text{ kN}$$

Momen ultimate rencana pile cap,

$$Mu = Pu \cdot 0.45 - P1 \cdot 0.417 - P2 \cdot 0.625$$

$$Mu = 1187.2 \cdot 0.5 - 2.16 \cdot 0.4 - 17.28 \cdot 0.5$$

$$Mu = 580.2 \text{ kNm}$$

Gaya Geser ultimate rencana pile cap,

$$Vu = 1187.2 - 2.16 - 17.28 = 1167.8 \text{ kN}$$

5.8.2. Penulangan Pile Cap

• Perhitungan Tulangan Utama Pile Cap.

Mutu Beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Mutu Baja BJ 50, $f_y = 290 \text{ MPa}$

Momen Ultimate, $M_u = 580.2 \text{ kNm}$

Tebal decking, $d' = 50 \text{ mm}$

Tinggi efektif, $d = 1000 - 50 = 950 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 30}{290} \left(\frac{600}{600 + 290} \right) = 0.05$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.05 = 0.038$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{4 f_y} = \frac{1.4}{4 \cdot 290} = 0.0012$$

$$Mu = \frac{M_u}{0.8} = 725.28 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{725.28 \times 10^6}{1000 \cdot 950^2} = 0.80 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 30}{290} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.80}{0.85 \cdot 30}} \right) = 0.0028$$

Dipakai $\rho_{\text{perlu}} = 0.0028$ sehingga As pakai adalah :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= 0.0028 \times b \times d \\ &= 0.0028 \times 1000 \times 950 = 2675.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan
D22-150 ($A_{\text{Spakai}} = 2534.22 \text{ mm}^2$).

$$S = \frac{By \cdot AS_{\text{tulangan}}}{AS_{\text{perlu}}} = \frac{1000 \cdot 380.1}{2172.3} = 142 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan
D22-125 ($A_{\text{Spakai}} = 3041.0 \text{ mm}^2$).

Perhitungan Tulangan Bagi:

Untuk pelat yang menggunakan batang tulangan ulir
mutu f_y 290 MPa, tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok

Maka tulangan susut yang dibutuhkan sebesar

$$A_{\text{Sperlu}} = 50\% \times 0.0028 \times 1000 \times 950 = 1337.72 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan susut

$$\text{D19-150} (A_{\text{Spakai}} = 1890.1 \text{ mm}^2).$$

Perhitungan Sengkang

Gaya geser ultimit pile cap,

$$V_u = 1167.8 \text{ kN}$$

Mutu beton,

$$f_c = 30 \text{ MPa}$$

Mutu tulangan.

$$F_y = 290 \text{ MPa}$$

Tebal decking,

$$d' = 50 \text{ mm}$$

Tebal efektif beton,

$$d = 1000 - 50 = 950 \text{ mm}$$

Kuat geser nominal beton,

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot H_x \cdot d$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 950$$

$$V_c = 867.2 \text{ kN} < V_u/\phi = 1509.3 \text{ kN}$$

Jarak sengkang arah x

Digunakan tulangan diameter 3D16 ($A_v = 603 \text{ mm}^2$)

$$V_s = V_u/\phi - V_c = 642.1 \text{ kN}$$

$$S = \frac{A_v F_y d}{V_s} = \frac{290 \cdot 603 \cdot 950}{867.2 \times 10^3} = 207 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan D16 200/250

Jarak arah y = 300 mm

Jarak arah x = 250 mm

Kuat tekan beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Tebal pile cap, $h = 0.9 \text{ m}$

Kuat Geser Pons Beton,

$$F_v = 0.3 \cdot \sqrt{f_c'} = 0.3 \cdot \sqrt{30} = 1.64 \text{ MPa}$$

Luas bidang geser kritis,

$$A_v = 2 \cdot (700 + 250 + 1100 + 500) \cdot h$$

$$A_v = 2 \cdot (700 + 250 + 1100 + 500) \cdot 1000$$

$$A_v = 5100000 \text{ mm}^2$$

Gaya geser pons nominal,

$$P_n = F_v \cdot A_v$$

$$P_n = 1.64 \cdot 5100000$$

$$P_n = 8380155.1 \text{ N}$$

Kontrol Geser Pons

$$\phi P_n > P_u$$

$$0.6 \cdot 8380 > 1077 \text{ kN}$$

$$5028.1 > 1187.2 \text{ kN (OK)}$$



BAB VI

PERENCANAAN ABUTMEN GELAGAR 18 M

Perencanaan Pondasi untuk Jembatan 18 m

6.1. Data Perencanaan

A. Struktur Atas

Panjang Bentang Gelagar 1 (L1) : 18 m

Lebar Jalan (b) : 7 m

Lebar Trotoar (b1) : 1 m

Tebal plat lantai kendaraan (tc) : 0.2 m

Tebal lapisan aspal (ta) : 0.05 m

Overlay Aspal : 0.05 m

Tebal air hujan (th) : 0.05 m

B. Struktur Bawah

Lebar Pondasi (By) : 9.6 m

Tinggi abutmen (Ha) : 4 m

6.2. Pembebanan

Perencanaan pembebanan struktur abutmen jembatan ini berdasarkan pada RSNI T-02-2005 (Standar Pembebanan Untuk Jembatan). Dimana beban-beban ini dikombinasikan untuk menghasilkan nilai beban seperti kondisi kenyataan. Beban struktur atas yang berpengaruh pada abutmen merupakan beban lalu lintas, beban mati, dan beban lingkungan pada jembatan gelagar 1 (18 meter).

6.2.1. Berat Sendiri Struktur Atas (MS)

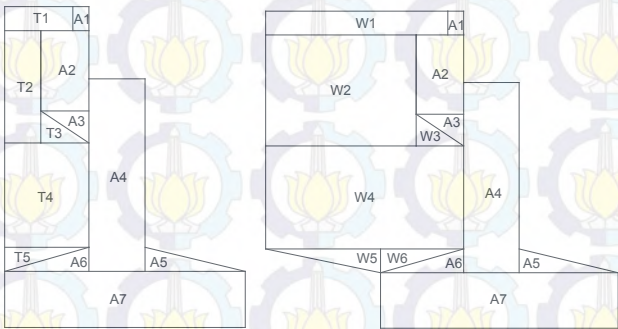
Tabel 6.1. Beban Sendiri Struktur Atas Pada Abutmen

	B (m)	t (m)	L (m)	n (m)	BJ (kN/m ³)	Berat (kN)
Pelat beton	7	0.2	9	1	24	302.4
Trotoar dan sandaran			9	2	21.81	392.58
Balok Girder	0.4	0.80	9	5	24	345.6
Diafragma	0.3	0.5	9	2	24	64.8
					Pms	1105.38

Lengan ke titik A = 1.60 m
Momen terhadap titik A = 1768.61 kNm

6.2.2. Berat Sendiri Struktur Bawah (MS).

Pada pembebanan akibat berat sendiri struktur bawah, bentuk abutmen direncanakan seperti pada gambar 5.1. S kema detail beban sendiri strutur bawah dapat dilihat pada gambar 5.1, dan perhitungan beban dan momen pada tabel 5.2



Gambar 6.1. Skema Beban Sendiri Abutmen

Berat Beton, $w_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Berat Tanah, $w_s = 17.2 \text{ kN/m}^3$

Lebar Abutmen, $B_y = 9.6 \text{ m}$

Tebal wing wall, $b_w = 2 \times 0.5 \text{ m}$

Tabel 6.2 Tabel perhitungan beban sendiri Abutmen

Kode	Lebar (m)	Tinggi (m)	Shape	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
Abutmen						
A1	0.2	0.3	1.0	13.8	2.05	28.3
A2	0.6	1.0	1.0	138.2	2.25	311.0
A3	0.6	0.4	0.5	27.6	2.15	59.4
A4	0.7	2.1	1.0	387.1	1.6	591.0
A5	1.3	0.3	0.5	43.2	0.83	36.0
A6	1.1	0.3	0.5	36.3	2.3	83.5
A7	3.0	0.7	1.0	483.8	1.5	725.8
Wingwall						
W1	2.3	0.3	1.0	16.6	3.3	54.6
W2	1.9	1.4	1.0	63.8	3.5	223.4
W3	0.6	0.4	0.5	2.9	2.35	6.8
W4	2.5	1.2	1.0	72.0	3.2	249.6
W5	1.45	0.3	0.5	5.2	3.48	18.2
W6	1.05	0.3	0.5	3.8	2.65	10.0
Tanah						
T1	0.85	0.3	1.0	37.7	2.58	97.1
T2	0.45	1.5	1.0	99.8	2.78	277.1
T3	0.6	0.4	0.5	17.8	2.35	41.7
T4	1.05	1.2	1.0	186.4	2.48	461.3
T5	1.05	0.3	0.5	23.3	2.65	61.7
				1617		3287.54

6.2.3. Beban Mati Tambahan (MA)

Penambahan berat mati tambahan yang bekerja pada struktur jembatan meliputi, tebal aspal, overlay aspal, serta genangan air hujan.

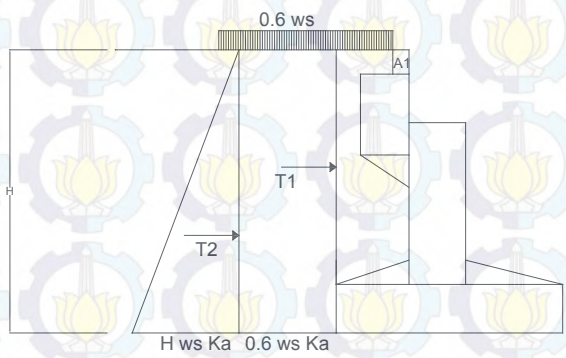
Tabel 6.3 Tabel perhitungan beban mati tambahan

	B (m)	t (m)	L (m)	n	BJ (kN/m ³)	Berat (kN)
Aspal	7	0.05	9	1	22	69.3
Air Hujan	7	0.05	9	1	10	31.5
Railing			9	2	0.5	9
Pma						109.8

6.2.4. Beban Tekanan Tanah (TA).

Pada bagian tanah dibelakang dinding abutmen yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0.6 meter yang berupa merata ekuivalen kendaraan pada bagian tersebut.

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (w_s), sudut geser dalam (ϕ), dan kohesi (c). dengan data timbunan sebagai berikut:



Gambar 6.2 skema Tekanan tanah

Tinggi abutmen (H_a)	: 4 m
Lebar abutmen (B)	: 9.6 m
Berat volume timbunan, (w_s)	: 17.2 kN/m ³
sudut geser (ϕ)	: 30°
Koefisien Tanah Aktif (K_a)	: $\tan^2(45^\circ - 30/2) = 0.333$

Tabel 6.4 Perhitungan Tekanan Tanah

Gaya	Besar (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
$T_1 = 1/2 H_a^2 w_s K_a B$	440.3	1.3	587.1
$T_2 = H_a 0.6 w_s K_a B$	132.1	2.0	264.2
HA	572.4	Σ Momen	851.3

6.2.5. Beban Lajur “D” (TD)

Beban kendaraan yang berupa beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi rata (UDL) dan beban garis terpusat (KEL) seperti pada Gambar 5.3. Untuk jembatan dengan kelas jalan III maka beban yang digunakan adalah 70% dari beban pada peraturan. KEL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung panjang total L yang dibeban lalu lintas, seperti pada gambar 5.3. Atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut:

$$Q = 9.0 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$Q = 9.0 (0.5 + 15/L) \quad \text{untuk } L > 30 \text{ m}$$

Pada jembatan ini bentang jembatan yang direncanakan sepanjang 18 meter, oleh Karen itu besarnya intensitas beban UDL sebesar 9 kPa.

Besarnya beban pada abutmen akibat beban UDL :

$$P_{UDL} = 0.7 \times 0.5 \times q \times (5.5 + b) \times L / 2$$

$$P_{UDL} = 0.7 \times 0.5 \times 9 \times (5.5 + 9) \times 18 / 2$$

$$P_{UDL} = 411.08 \text{ kN}$$

Beban KEL memiliki intensitas 49 kN/m dengan faktor beban dinamis (DLA) untuk bentang jembatan kurang dari 50 meter sebesar 0.4.

Besarnya beban pada abutmen akibat beban KEL.

$$P_{KEL} = 0.7 \times 0.5 \times P \times (1 + DLA) \times (5.5 + b)$$

$$P_{KEL} = 0.7 \times 0.5 \times 49 \times (1 + 0.4) \times (5.5 + 6)$$

$$P_{KEL} = 248.675 \text{ kN}$$

Besarnya beban lajur D pada Abutmen.

$$P_{TD} = P_{UDL} + P_{KEL} = 411.08 + 248.675 = 659.75 \text{ kN.}$$

$$\text{Lengan ke titik A} = 1.6 \text{ m}$$

$$\text{Momen terhadap titik A} = 1055.6 \text{ kNm}$$

6.2.6. Beban Pedestrian (TP)

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hiduo merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya.

A = luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m²)

Beban hidup merata q :

Untuk $A \leq 10 \text{ m}^2$

$$q = 5 \text{ kPa}$$

Untuk $10 \text{ m}^2 \leq A \leq 100 \text{ m}^2$

$$q = 5 - 0,033(A - 10) \text{ kPa}$$

Untuk $A > 100 \text{ m}^2$

$$q = 2 \text{ kPa}$$

Luas bidang trotoar :

$$A = 1 \times 9 = 9 \text{ m}^2 \rightarrow$$

$$q = 5 \text{ kPa}$$

Beban pada abutmen akibat

$$P_{TP} = A \times q \times 2 = 9 \times 5 \times 2 = 90 \text{ kN.}$$

$$\text{Lengan ke titik A} = 1.6 \text{ m}$$

$$\text{Momen terhadap titik A} = 144 \text{ kNm}$$

6.2.7. Gaya Rem (TB)

Berdasarkan perhitungan pada struktur atas jembatan, besarnya beban rem adalah sebagai berikut:

$$\text{Gaya horizontal rem, } H_{TB} : 29.2 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan terhadap titik O, } y_o : 4 \text{ m}$$

$$\text{Momen akibat gaya rem, } M_{TB} : 116.8 \text{ kNm}$$

6.2.8. Beban Angin (EW)

Besarnya gaya horizontal akibat pengaruh angin berdasarkan RSNI T-02-2005 ps.7.6, beban angin harus dihitung pada dua kondisi yaitu:

- Gaya akibat angin yang meniup bidang jembatan

Luas bidang samping bangunan:

$$A_b = 1.6 \times 18 / 2 = 14.4 \text{ m}^2$$

Gaya Angin :

$$T_{ew1} = 0.0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot A_b$$

$$T_{ew1} = 0.0006 \cdot 1.25 \cdot 35^2 \cdot 14.4$$

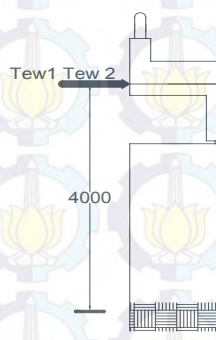
$$T_{ew1} = 13.2 \text{ kN}$$

- Gaya akibat angin yang meniup kendaraan

$$T_{ew2} = 0.0012 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot L / 2$$

$$T_{ew2} = 0.0012 \cdot 1.25 \cdot 35^2 \cdot 18 / 2$$

$$T_{ew2} = 16.5 \text{ kN}$$



Gambar 6.3 ilustrasi beban angin

Besarnya gaya angin pada abutmen:

$$T_{ew} = T_{ew1} + T_{ew2} = 13.2 + 16.5 = 19.845 \text{ kN}$$

Lengan terhadap titik O, $y_1 = 4 \text{ m}$

Lengan terhadap titik O, $y_2 = 4 \text{ m}$

Momen,

$$M_{ew} = T_{ew1} \cdot y_1 + T_{ew2} \cdot y_2$$

$$M_{ew} = 13.2 \cdot 4 + 16.5 \cdot 4 = 119.1 \text{ kNm}$$

6.2.9. Beban Temperatur (ET).

Untuk memperhitungkan tegangan yang timbul akibat pengaruh temperature, diambil perbedaan temperature yang besarnya setengah dari selisih antar temperature maksimum dan minimum. Besarnya temperature maksimum dan minimum berdasarkan RSNI T-02-2005 ps. 7.2 adalah sebagai berikut:

Temperatur maksimum rata-rata,

$T_{\max} : 40^{\circ}\text{C}$

Temperatur minimum rata-rata,

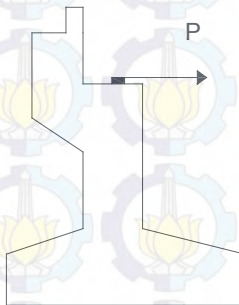
$T_{\min} : 15^{\circ}\text{C}$

Perbedaan Temperatur

$$\Delta T = (T_{\max} - T_{\min})/2$$

$$\Delta T = (40 - 15)/2$$

$$\Delta T = 12.5^{\circ}\text{C}$$



Gambar 6.4. Skema Beban Temperatur Pada Abutmen

Koefisien muai panjang baja, α : 1.2×10^{-5}

Kekakuan geser elastomer, k : 1500 kN/m

Panjang girder L : 18 meter

Jumlah tumpuan elastomer n : 5 buah

Gaya pada abutmen akibat pengaruh temperature.

$$T_{ET} = \alpha \cdot \Delta T \cdot k \cdot L/2 \cdot n$$

$$T_{ET} = 1.2 \times 10^{-5} \times 12.5 \times 1500 \times 18/2 \times 5$$

$$T_{ET} = 10.1 \text{ kN}$$

Lengan terhadap titik O, y_o : 2.8 m

Momen pada fondasi,

$$M_{ET} = T_{ET} \cdot y_o = 10.1 \times 2.8 = 28.4 \text{ kNm}$$

6.2.10. Beban Gempa (EQ)

Beban gempa rencana dihitung menggunakan rumus:

$$T_{EQ} = K_h \cdot W_t$$

Dengan,

K_h = C / R , koefisien beban gempa horisontal

T_{eq} = Gaya geser dasar total arah yang ditinjau

W_t = $P_{ms} + P_{ma}$, berat total jembatan

C = koefisien respons gempa

R = faktor modifikasi respons

Waktu getar struktur dihitung menggunakan rumus;

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \cdot K_p}}$$

Dengan,

g = 9.8 m/det², percepatan grafitasi

K_p = kekakuan struktur terhadap gaya horizontal

W_{TP} = P_{ms} (str atas) + $1/2 P_{ms}$ (str bawah)

Beban Gempa Arah Memanjang Gempa

• Dimensi Breast Wall

Tinggi, L_b = 1.8 m

lebar, b = 9.6 m

tebal, h = 0.7 m

• Inersia Penampang Breast Wall, I_c

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 9.6 \cdot 0.7^2 = 0.274 \text{ m}^4$$

• Nilai Kekakuan, K_p

$$K_p = \frac{3 \cdot E_c \cdot I_c}{L_b^3} = \frac{3 \cdot 25742960 \cdot 0.274}{1.8^3} = 3568150.54 \text{ kN/m}$$

• Berat Mati Total Struktur, W_{TP}

$$W_{TP} = P_{ms}(\text{str atas}) + \frac{1}{2} P_{ms}(\text{str bawah})$$

$$W_{TP} = 1105.38 + \frac{1}{2} \cdot 1617.00$$

$$W_{TP} = 1913.9 \text{ kN}$$

Waktu Getar Alami Struktur, T

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \cdot K_p}}$$

$$= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{1913.9}{9.8 \cdot 3568150.5}} = 0.046 \text{ detik}$$

Koefisien Beban Gempa Horizontal, K_h

Berdasarkan SNI 2833 2013, besarnya S_s , S_1 , PGA , F_{PGA} , F_a , dan F_1 untuk tanah sedang kota Cirebon adalah. (peta respons spektra disajikan dalam lampiran A)

$$S_s = 0.3 \text{ g}$$

$$F_a = 1.4$$

$$S_1 = 0.2 \text{ g}$$

$$F_v = 2.0$$

$$PGA = 0.15 \text{ g}$$

$$F_{PGA} = 1.4$$

$$S_{DS} = S_s \cdot F_a = 0.3 \cdot 1.4 = 0.42$$

$$S_{D1} = S_1 \cdot F_v = 0.2 \cdot 2.0 = 0.4$$

$$A_s = PGA \cdot F_{PGA} = 0.15 \cdot 1.4 = 0.21$$

Periode Spektrum Respons Gempa

$$T_s = S_{D1}/S_{DS} = 0.4/0.42 = 0.95 \text{ dtk}$$

$$T_0 = 0.2 T_s = 0.2 \cdot 0.95 = 0.19$$

Untuk T kurang dari T_0 besarnya koefisien respons gempa, C

$$C = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s$$

$$C = (0.42 - 0.21) \frac{0.046}{0.19} + 0.21 = 0.26$$

Faktor Modifikasi Respons, $R = 1.5$
(Pilar tipe dinding, jembatan penting)

Koefisien gempa horizontal, K_h

$$K_h = C / R = 0.26 / 1.5 = 0.174$$

Gaya Gempa, T_{EQ}

Gaya gempa rencana, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h W_t$$

$$T_{EQ} = 0.174 W_t$$

Tabel 6.5. Perhitungan Beban Gempa

Kode	Berat (kN)	Berat Gempa (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
Abutmen				
A1	13.8	2.5	3.85	9.8
A2	138.2	25.3	3.2	81.1
A3	27.6	5.1	2.57	13.0
A4	387.1	71.0	1.75	134.8
A5	43.2	7.9	0.8	6.3
A6	36.3	6.7	0.8	5.3
A7	483.8	88.7	0.35	31.0
Wingwall				
W1	16.6	3.0	3.85	11.7
W2	68.4	12.5	3.0	37.0
W3	2.9	0.5	2.43	1.2
W4	72.0	13.2	1.65	21.1
W5	5.2	1.0	0.9	0.9
W6	3.8	0.7	0.9	0.6

Tanah				
T1	37.7	6.9	3.85	26.6
T2	99.8	18.3	2.95	54.0
T3	17.8	3.3	2.33	7.6
T4	186.4	34.2	1.6	54.7
T5	23.3	4.3	0.9	3.8
	1663.9	305.0		500.6
Pms	1105.4	202.6	3.1	628.2
Pma	109.8	20.1	3.1	62.4
TOTAL	2879.1	493.27		1107.47

Lengan beban gempa, $Y_{EQ} = M_{EQ}/T_{EQ} = 2.25$

Beban Gempa Arah Memanjang Gempa

- Dimensi Breast Wall

Tinggi, $L_b = 1.8 \text{ m}$
 lebar, $b = 9.6 \text{ m}$
 tebal, $h = 0.7 \text{ m}$

- Inersia Penampang Breast Wall, I_c

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 0.7 \cdot 9.6^3 = 51.6 \text{ m}^4$$

- Nilai Kekakuan, K_p

$$K_p = \frac{3 \cdot E_c \cdot I_c}{L_b^3} = \frac{3 \cdot 25742960 \cdot 51.6}{2.1^3} = 6.71 \times 10^8 \text{ kN/m}$$

- Berat Mati Total Struktur, W_{tp}

WTP = Pms (str atas) + $\frac{1}{2}$ Pms (str bawah)

WTP = $1105.38 + \frac{1}{2} \cdot 1617.00$

WTP = 1913.9 kN

Waktu Getar Alami Struktur, T

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \cdot K_p}}$$

$$= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{1913.9}{9.8 \cdot 6.71 \times 10^8}} = 0.0033 \text{ detik}$$

Koefisien Beban Gempa Horizontal, K_h

Berdasarkan SNI 2833 2013. besarnya S_s , S_1 , PGA , F_{PGA} , F_a , dan F_1 untuk tanah sedang kota Cirebon adalah. (peta respons spektra disajikan dalam lampiran A)

$$S_s = 0.3 \text{ g}$$

$$F_a = 1.4$$

$$S_1 = 0.2 \text{ g}$$

$$F_v = 2.0$$

$$PGA = 0.15 \text{ g}$$

$$F_{PGA} = 1.4$$

$$S_{DS} = S_s \cdot F_a = 0.3 \cdot 1.4 = 0.42$$

$$S_{D1} = S_1 \cdot F_v = 0.2 \cdot 2.0 = 0.4$$

$$A_s = PGA \cdot F_{PGA} = 0.15 \cdot 1.4 = 0.21$$

Periode Spekttrum Respons Gempa

$$T_s = S_{D1}/S_{DS} = 0.4/0.42 = 0.95 \text{ dtk}$$

$$T_0 = 0.2 \text{ } T_s = 0.2 \cdot 0.95 = 0.19$$

Untuk T kurang dari T_0 besarnya koefisien respons gempa, C

$$C = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s$$

$$C = (0.42 - 0.21) \frac{0.0043}{0.19} + 0.21 = 0.214$$

Faktor Modifikasi Respons, $R = 1.5$

(Pilar tipe dinding, jembatan penting)

Koefisien gempa horizontal, K_h

$$K_h = C / R = 0.213 / 1.5 = 0.143$$

Gaya Gempa, T_{EQ}

Gaya gempa rencana, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h W_t$$

$$T_{EQ} = 0.143 \cdot (2832.18)$$

$$T_{EQ} = 403.6 \text{ kN}$$

Momen rencana arah melintang, M_{eq} ,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot y_{EQ}$$

$$M_{EQ} = 403.6 \cdot 2.25$$

$$M_{EQ} = 906.06 \text{ kNm}$$

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan tanah dinamis dihitung dengan menggunakan koefisien tekanan tanah dinamis (ΔK_{aG}) sebagai berikut:

$$\theta = \tan^{-1}(K_h)$$

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\left[\cos \theta \cdot \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin \phi' \cdot \sin(\phi' - \theta)}}{\cos \theta} \right\} \right]}$$

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a$$

Dengan,

$$\text{Tinggi abutmen, } H = 4 \text{ m}$$

$$\text{Lebar abutmen, } B_y = 9.6 \text{ m}$$

$$\text{Koefisien gempa lateral, } K_h = 0.183$$

$$\text{Sudut geser tanah timbunan, } \phi' = 30^\circ$$

$$\text{Koefisien tanah aktif timbunan, } K_a = 0.333$$

$$\text{Berat volume timbunan, } w_s = 17.2 \text{ kN/m}^3$$

$$\theta = \tan^{-1}(K_h) = \theta = \tan^{-1}(0.168) = 10.4$$

$$\cos^2(\phi' - \theta) = \cos^2(30 - 9.54) = 0.89$$

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\left[\cos \theta \cdot \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin \phi' \cdot \sin(\phi' - \theta)}}{\cos \theta} \right\} \right]}$$

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(30 - 9.54)}{\left[\cos 9.54 \cdot \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin 30 \cdot \sin(30 - 9.54)}}{54} \right\} \right]}$$

$$K_{aG} = 0.637$$

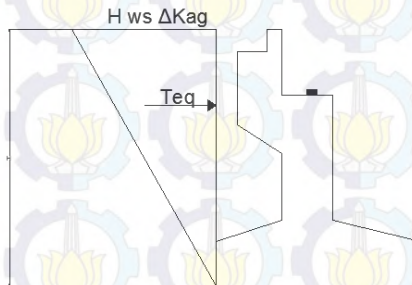
$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a = 0.637 - 0.333 = 0.297$$

Besarnya gaya lateral akibat tekanan tanah dinamis,

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot w_s \cdot \Delta K_{aG} \cdot B_y$$

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot 4^2 \cdot 17.2 \cdot 0.297 \cdot 9.6$$

$$T_{EQ} = 392.1 \text{ kN}$$



Gambar 6.5. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

Lengan terhadap pondasi,

$$y_{EQ} = \frac{2}{3} \cdot H = \frac{2}{3} \cdot 4 = 2.67$$

Momen akibat tekanan tanah dinamis,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot y_{EQ} = 392.1 \cdot 2.67 = 1045.5 \text{ kNm}$$

6.2.11. Kombinasi Beban Kerja

Tabel 6.6. Rekap Beban Pada Abutmen

Aksi	Vertikal	Horizontal (kN)		Momen (kNm)		
	(kN)	T _x	T _y	M _v	M _{hx}	M _{hy}
Beban Mati						
Beban Sendiri Struktur Atas	1105.4			1768.6		
Beban Sendiri Struktur Bawah	1617.0			3287.5		
Beban Mati Tambahan	109.8			175.7		
Tekanan Tanah		572.4			851.3	
Beban Lalu Lintas						
Beban Lajur D	659.8			1055.6		
Beban Pedestrian	90.0			144.0		
Gaya Rem		29.2			116.8	
Beban Lingkungan						
Temperatur		10.1			28.4	
Beban Angin			29.8			119.1
Beban Gempa X		493.3			1107.5	
Beban Gempa Y			403.6			906.1

Tekanan Tanah Dinamis		392.1			1045.5	
-----------------------	--	-------	--	--	--------	--

Perhitungan kombinasi beban kerja pada abutmen dilampirkan pada Lampiran A. Pada tabel 5.7. disajikan rekap kombinasi beban kerja.

Kombinasi 1 : MS+MA+TA+TD+TB

Kombinasi 2 : MS+MA+TA+TD+TP+TB+ET

Kombinasi 3 : MS+MA+TA+TD+TB+EW

Kombinasi 4 : MS+MA+TA+TD+TB+ET+EW

Kombinasi 5 : MS+MA+0.3TD+EQ+Tekanan Tanah Dinamis

Tabel 6.7. Rekap Kombinasi Beban Kerja

Kombinasi i	Vertikal	Horizontal		Momen (kNm)		
	(kN)	Tx	Ty	Mv	Mhx	Mhy
Komb 1	3491.9	601.6	0.0	6287.4	968.1	0.0
Komb 2	3581.9	611.8	0.0	6431.4	996.5	0.0
Komb 3	3491.9	601.6	29.8	6287.4	968.1	119.1
Komb 4	3491.9	611.8	29.8	6287.4	996.5	119.1
Komb 5	3491.9	1457.8	403.6	6287.4	3004.3	906.1

6.3. Kontrol Stabilitas Guling

6.3.1. Stabilitas Guling Arah X

Pondasi tiang pancang tidak diperhitungkan dalam analisis stabilitas terhadap guling, sehingga angka aman (SF) terhadap guling cukup diambil 2.2.

Letak titik guling (A) berada pada ujung fondasi. Sehingga lengan A terhadap titik O sebesar $B_x/2 = 1.4$ m.

Momen Penahan Guling :

$M_{px} = P \cdot B_x/2 \cdot (1+k)$, dengan k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

$$SF = M_{px}/M_x > 2.2$$

Tabel 6.8. Stabilitas Guling Arah X

Kombinasi	Momen (kNm)		SF	Ket (>2.2 OK)
	M _v	M _{hx}		
Komb 1	6287.4	968.1	6.49	OK
Komb 2	6431.4	996.5	8.07	OK
Komb 3	6287.4	968.1	8.12	OK
Komb 4	6287.4	996.5	8.83	OK
Komb 5	6287.4	3004.3	3.14	OK

6.3.2. Stabilitas Guling Arah Y

Letak titik guling (A) berada pada ujung fondasi arah y. Sehingga jarak titik A terhadap titik O sebesar $B_y/2 = 4.7$ m.

$M_{py} = P \cdot B_y/2 \cdot (1+k)$, dengan k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

$$SF = M_{py}/M_y > 2.2$$

Tabel 6.9. Stabilitas Guling Arah Y

Kombinasi	Momen (kNm)		SF	Ket (>2.2 OK)
	Mv	Mhx		
Komb 1	6287.4	0.0	~	OK
Komb 2	6431.4	0.0	~	OK
Komb 3	6287.4	119.1	52.80	OK
Komb 4	6287.4	119.1	52.80	OK
Komb 5	6287.4	906.1	6.94	OK

6.4. Perencanaan Tiang Pancang

Pada perencanaan ini menggunakan tiang PC Spun Pile (PT. Jaya Beton Indonesia) Grade B, dengan spesifikasi sebagai berikut:

Mutu beton,
Modulus Elastisitas,
Tebal,
Diameter Luar,
Momen Inersia,
Gaya Aksial Ijin,
Momen Retak,
Momen Ultimate,

$f_c = 50 \text{ MPa}$
 $E = 33234 \text{ MPa}$
 $t = 90 \text{ mm}$
 $D = 500 \text{ mm}$
 $I = 3.06 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$
 $P_{ijin} = 1780 \text{ kN}$
 $M_{cr} = 150 \text{ kNm}$
 $M_u = 270 \text{ kNm}$

6.4.1. Daya Dukung Aksial Tiang Pancang

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan berdasarkan data penyelidikan tanah hasil SPT yang terlampir pada lampiran A. Perhitungan daya dukung pondasi dengan menggunakan SPT menurut Luciano Decourt (1982) adalah sebagai berikut,

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

Dimana: Q_l = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_p = resistance ultimate didasar pondasi

Q_s = resistance ultimate akibat lekatan lateral

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot k) A_p$$

Dimana :

N_p = harga rata-rata SPT disekitar 4B atau hingga 4B dibawah dasar tiang pondasi, dengan B adalah diameter tiang.

k = koefisien karakteristik tanah

12 t/m² = 117,7 kPa (untuk lempung)

20 t/m² = 196 kPa (untuk lanau berlempung)

25 t/m² = 245 kPa (untuk lanau berpasir)

40 t/m² = 392 kPa (untuk pasir)

A_p = luas penampang dasar tiang

Q_p = tegangan di ujung tiang

$$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) A_s$$

Dimana :

q_s = tegangan akibat lekatan lateral (t/m²)

N_s = harga rata-rata sepanjang tiang yang terbenam dengan batasan. $3 < N < 50$

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

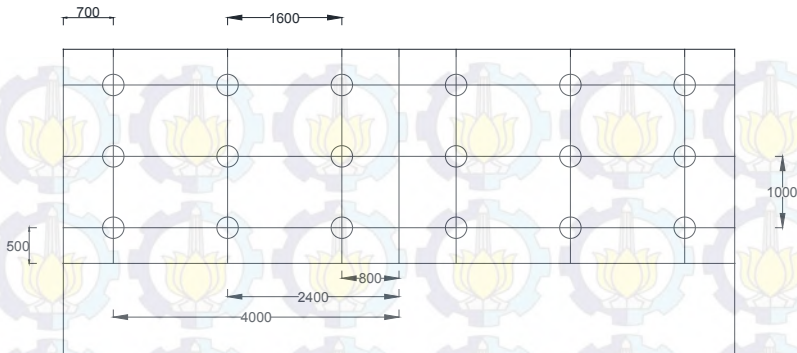
Pada perencanaan tiang pancang abutmen ini digunakan spun pile tipe B PT. JBI dengan diameter 0.5 m ($A_p = 0.196 \text{ m}^2$). Hasil perhitungan daya dukung tiang pondasi dengan menggunakan metode Luciano decourt disajikan pada tabel 5.10.

Tabel 6.10. Kekuatan Ultimate ! tiang pancang \varnothing 50 cm

Depth	N lap	N'Koreksi	Qp			Qs			Qs	Qu
			Np	K	Qp	Ns	Ns'	As		
				t/m2	ton			m2	ton	ton
0	0	7.5	8.5	12	20.03	7.5	7.5	0	0	20.03
1	2	8.5	8.73	12	20.57	8.5	8	1.57	5.76	26.33
2	4	9.5	8.81	12	20.76	9.5	8.5	3.14	12.04	32.80
3	3.5	9.25	9.42	12	22.20	9.25	8.73	4.71	18.43	40.62
4	3	9	10.25	12	24.15	9	8.81	6.28	24.73	48.89
5	7	11	11.25	12	26.51	11	9.11	7.85	31.7	58.21
6	11	13	12.58	12	29.64	13	9.63	9.42	39.68	69.32
7	13.5	14.25	13.96	12	32.89	14.3	10.2	11.00	48.42	81.31
8	16	15.5	14.94	12	35.20	15.5	10.8	12.57	57.76	92.96
9	17	16	15.58	12	36.71	15.8	11.3	14.14	67.43	104.14
10	17.5	16.25	16	12	37.70	16	11.8	15.71	77.23	114.93
11	18	16.5	17.08	12	40.24	16.3	12.1	17.28	87.2	127.44
12	28.5	21.75	19.28	12	45.43	16.5	12.5	18.85	97.26	142.69
13	39	27	21.75	12	51.25	21.8	13.1	20.42	109.4	160.63
14	39.5	27.25	24.22	12	57.07	27	13.9	21.99	124.2	181.24
15	40	27.5	26.29	12	61.94	27.3	14.8	23.56	139.7	201.67

6.4.2. Analisis Grup Tiang Pancang

A. Data perencanaan tiang pancang



Gambar 6.6. Denah Tiang pancang

n	= 18 buah
X _{max}	= 1 m
Y _{max}	= 4 m
Σx ₂	= 2(6(1) ²) = 12 m ²
Σy ₂	= 2(3(0.8 ²) + 3(2.4 ²) + 3(4) ²) = 134.4 m ²
Jarak ke tepi pile cap	= 0.8 m
Jumlah arah y (m)	= 6 buah
Jumlah arah x (n)	= 3 buah
Diameter (D)	= 0.5 m

Beban maksimum tiang pancang :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_x \cdot x_{max}}{\Sigma x^2}$$

Atau

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_y \cdot y_{max}}{\Sigma y^2}$$

Dimana :

P_{max} = beban maksimum yang diterima tiang pancang

ΣP = total beban yang diterima tiang pancang

M_x = momen terhadap sumbu x
 M_y = momen terhadap sumbu y
 n = banyak tiang pancang
 X_{max} = absis tiang pancang terjauh ke garis berat pile group
 Y_{max} = ordinat tiang pancang terjauh ke garis berat pile group
 Σx^2 = jumlah kuadrat atas tiang pancang ke garis berat pile group
 Σy^2 = jumlah kuadrat atas tiang pancang terhadap garis berat pile group

Beban maksimum yang diterima tiang pancang dipilih yang paling besar antara beban maksimum arah X dan arah Y. Hasil perhitungan beban maximum dapat dilihat pada tabel 5.11 dan tabel 5.12.

Tabel 6.11. Beban Maksimum Arah X

Kombinasi	P	M_x	p/n	$M_x \cdot X_{max} / \Sigma n X_i^2$	P_{max}
	kN	kNm	kN	kN	kN
Komb 1	3491.9	968.1	194.0	80.7	274.7
Komb 2	3581.9	996.5	199.0	83.0	282.0
Komb 3	3491.9	968.1	194.0	80.7	274.7
Komb 4	3491.9	996.5	194.0	83.0	277.0
Komb 5	3491.9	3004.3	194.0	250.4	444.4

Tabel 6.12. Beban Maksimum Arah Y

Kombinasi	P	M_y	p/n	$M_y \cdot Y_{max} / \Sigma n Y_i^2$	P_{max}
	kN	kNm	kN	kN	kN
Komb 1	3491.9	0.0	194.0	0.0	194.0
Komb 2	3581.9	0.0	199.0	0.0	199.0
Komb 3	3491.9	119.1	194.0	3.5	197.5
Komb 4	3491.9	119.1	194.0	3.5	197.5

Komb 5	3491.9	906.1	194.0	27.0	221.0
--------	--------	-------	-------	------	-------

Dari perhitungan beban maksimum di atas didapat beban arah sumbu x merupakan beban terbesar.

Efisiensi tiang pancang kelompok :

$$Ce = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^\circ} * \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

(Converse-Labarre)

Dimana:

- Ce = koefisien tiang pancang
- Ø = diameter tiang pancang
- S = jarak as ke as antar tiang dalam grup
- m = jumlah tiang arah x
- n = jumlah tiang arah y
- S = 1.5 m

$$Ce = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{0.6}{1.8}\right)}{90^\circ} * \left(2 - \frac{1}{6} - \frac{1}{3}\right) = 0.557$$

Daya Dukung Tiang Pancang Group

$$P_{max} = \frac{Qu \times Ce \times \%}{SF}$$

$$Qu = \frac{P_{max} \times SF}{Ce \times \%}$$

Dimana :

- Pmax = beban maksimum yang diterima tiang pancang
- SF = Safety Faktor (3)
- N = Jumlah tiang pancang
- % = persentase kelebihan beban yang dibolehkan
- Ce = Efisiensi tiang pancang kelompok
- Qu = Daya dukung pondasi dalam (1 tiang)

Tabel 6.13. Perhitungan Beban Pada 1 Tiang Pancang

No	%	Pmax	Qu
		(kN)	(kN)
1	100%	274.7	1478.727731
2	125%	282.0	1214.69152
3	125%	274.7	1182.982185
4	140%	277.0	1065.318899
5	150%	444.4	1594.812652

Dari perhitungan diatas besarnya Q_u adalah 1594.8 kN, berdasarkan tabel 5.13. kedalaman yang dibutuhkan sebesar 13 m ($Q_u = 1606.3$ kN).

6.4.3. Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

A. Kontrol terhadap beban aksial

Gaya aksial ijin tiang pancang = 1606.3 kN

$$Q_u < P_{ijin}$$

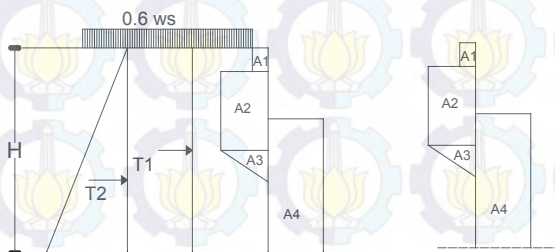
$$1606.3 < 1780 \text{ kN}$$

(OK)

6.5. Analisis Breast Wall

6.5.1. Pembebanan Breast Wall

A. Berat Sendiri, MS



Gambar 6.7. Skema Beban Sendiri Breast Wall

Tabel 6.14. Beban pada breast wall

Kode	Lebar (m)	Tinggi (m)	Shape	Berat (kN)
A1	0.2	0.3	1	13.8
A2	0.6	1.0	1	138.2
A3	0.6	0.4	0.5	27.6
A4	0.7	1.8	1	290.3
Berat Struktru Atas				1105.4
			Pms	1575.4

B. Tekanan Tanah

Pada bagian tanah dibelakang dinding abutmen yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0.6 meter yang berupa merata ekivalen kendaraan pada bagian tersebut.

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (w_s), sudut geser dalam (ϕ), dan kohesi (c). dengan data timbunan sebagai berikut:

Tinggi breast wall (H)	: 3 m
Lebar abutmen (B)	: 9.6 m
Berat volume timbunan, (w_s)	: 17.2 kN/m ³
sudut geser (ϕ)	: 30°
Koefisien Tanah Aktif (K_a)	: $\tan^2(45^\circ - 30/2) = 0.333$

Tabel 6.15. Perhitungan Tekanan Tanah

Gaya	Berat (kN)	e (m)	Momen
T2 = H_a 0.6 w_s K_a B	99.1	1.5	148.6
T1 = $1/2 H_a$ 2 w_s K_a B	247.7	1.0	247.7
H TA	346.8		396.3

C. Beban Gempa

Gempa Arah Memanjang:

Berdasarkan RSNI T-02-2005 seluruh jembatan permanen dimana rute alternative tersedia. Besarnya faktor kepentingan jembatan, $(I) = 1.0$.

Gaya gempa rencana, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h I W_t$$

$$T_{EQ} = 0.174 \cdot W$$

Tabel 6.16. Perhitungan Beban Gempa

Kode	Lebar (m)	Tinggi (m)	Shape	Berat (kN)	Teq (kN)	lengan (m)	Momen (kNm)
A1	0.2	0.3	1.0	13.8	2.4	2.9	6.9
A2	0.6	1.0	1.0	138.2	24.1	2.2	53
A3	0.6	0.4	0.5	27.6	4.8	1.4	6.9
A4	0.7	1.8	1.0	290.3	50.6	0.9	45.5
						Meq	112.2
Berat Struktur Atas							
Pms				1105.4	192.5	1.8	346.5
Pma				109.8	19.1	1.8	34.4
				Teq	293.5	Meq	493.2

Titik tangkap gempa,

$$y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ} = 493.2 / 293.5 = 1.68m$$

Gempa Arah Melintang:

Berdasarkan RSNI T-02-2005 seluruh jembatan permanen dimana rute alternative tersedia. Besarnya faktor kepentingan jembatan, $(I) = 1.0$.

Gaya gempa rencana arah melintang, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h W_t$$

$$T_{EQ} = 0.143 \cdot 1685.2$$

$$T_{EQ} = 240.1 \text{ kN}$$

Momen rencana arah melintang, M_{EQ} ,

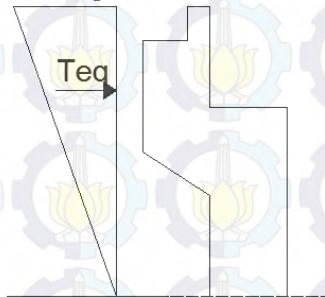
$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot y_{EQ}$$

$$M_{EQ} = 240.13 \cdot 1.68$$

$$M_{EQ} = 403.50 \text{ kNm}$$

D. Tekanan Tanah Dinamis

$H \text{ ws } \Delta K_{ag}$



Gambar 6.8. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

Besarnya gaya lateral akibat tekanan tanah dinamis,

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot w_s \cdot \Delta K_{ag} \cdot B_y$$

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot 3^2 \cdot 17.2 \cdot 0.3296 \cdot 9.6$$

$$T_{EQ} = 220.54 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$y_{EQ} = 2/3 \cdot H = 2/3 \cdot 3 = 2 \text{ m}$$

Momen akibat tekanan tanah dinamis,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot y_{EQ} = 225.8 \cdot 2 = 441.1 \text{ kNm}$$

E. Rekap Beban Pada Breast Wall

Tabel 6.17. Rekap Beban Pada Breast Wall

Aksi	P	Horizontal (kN)		Momen (kNm)		Ku
	(kN)	Tx	Ty	Mx	My	
Beban Mati						
Beban Sendiri Struktur	2048.0					1.3
Beban Mati Tambahan	219.6					2
Tekanan Tanah		433.4		495.4		1.25
Beban Lalu Lintas						
Beban Lajur D	1187.6					1.8
Beban Pedestrian	162.0					1.8
Gaya Rem		52.6		157.7		1.8
Beban Lingkungan						
Temperatur		12.2		21.9		1.2
Beban Angin			35.7		107.2	1.2
Beban Gempa X		293.5		493.2		1
Beban Gempa Y			240.1		403.5	1
Tekanan Tanah Dinamis		220.5		441.1		1

6.5.2. Kombinasi Pembebanan Breast Wall

Kombinasi pembebanan breast wall yang digunakan adalah sebagai berikut.

Kombinasi 1 : MS+MA+TA+TD+TB

Kombinasi 2 : MS+MA+TA+TD+TP+TB+ET

Kombinasi 3 : MS+MA+TA+TD+TB+EW

Kombinasi 4 : MS+MA+TA+TD+TB+ET+EW

Kombinasi 5 : MS+MA+0.3TD+EQ+Tekanan Tanah Dinamis

Tabel 6.18. Kombinasi Beban Pada Breast Wall

KOMBINASI	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
KOMBINASI 1	3455.2	486.0	0.0	653.1	0.0
KOMBINASI 2	3617.2	498.2	0.0	675.0	0.0
KOMBINASI 3	3455.2	486.0	35.7	653.1	107.2
KOMBINASI 4	3455.2	498.2	35.7	675.0	107.2
KOMBINASI 5	2623.9	514.0	240.1	934.3	403.5

6.5.3. Penulangan Breast Wall

A. Tulangan Lentur

Breast wall diasumsikan sebagai kolom yang menerima beban aksial dan beban momen. Perhitungan tulangan lentur breast wall diperoleh menggunakan program bantu spColumn 4.8.

Berikut diagram interaksi P-M pada breast wall abutmen.

Dari diagram interaksi diatas didapat $\rho = 1\%$,

Dipakai tulangan D29 – 150 mm

B. Tulangan Geser

Gaya geser ultimit breast wall,

$$V_u = 514 \text{ kN}$$

Mutu beton,
 Mutu tulangan,
 Tebal decking,
 Tebal efektif beton,

$f_c = 30 \text{ MPa}$
 $F_y = 290 \text{ MPa}$
 $d' = 50 \text{ mm}$
 $d = 700 - 50 = 650 \text{ mm}$

Kuat geser nominal beton,
 $V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot B_y \cdot d$
 $V_c = 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 9600 \cdot 650$
 $V_c = 5696314.5 \text{ N}$
 $V_c = 5696.3 \text{ kN} > V_u = 514 \text{ kN}$

Dipakai tulangan geser minimum,
 Dipakai tulangan D13-300

6.6. Back Wall

6.6.1. Pembebanan Back Wall

A. Tekanan Tanah

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (w_s), sudut geser dalam (ϕ), dan kohesi (c). dengan data timbunan sebagai berikut:



Gambar 6.9. Skema Tekanan Tanah

Tinggi brack wall (H)	: 0.9 m
Lebar abutmen (B)	: 9.6 m
Berat volume timbunan, (w_s)	: 17.2 kN/m ³
sudut geser (ϕ)	: 30°
Koefisien Tanah Aktif (K_a)	: $\tan^2 (45^\circ - 30/2) = 0.333$

Tabel 6.19. Perhitungan Tekanan Tanah

Gaya	Berat (kN)	e (m)	Momen
$T_2 = H_a \cdot 0.6 \cdot w_s \cdot K_a \cdot B$	29.7	0.45	13.4
$T_1 = 1/2 H_a \cdot 2 \cdot w_s \cdot K_a \cdot B$	22.3	0.30	6.7
	52.0		20.0

B. Beban Gempa

Gaya gempa rencana, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h \cdot W_t$$

$$T_{EQ} = 0.174 \cdot W_t$$

Tabel 6.20. Perhitungan Beban Gempa Arah Memanjang

Kode	Lebar (m)	Tinggi (m)	Shape	Berat (kN)	Teq (kN)	lengan (m)	Momen (kNm)
A1	0.2	0.3	1	13.8	2.4	0.75	1.8
A2	0.6	0.6	1	82.9	14.4	0.3	4.3
				Teq	16.9		6.1

C. Tekanan Tanah Dinamis



Gambar 6.10 Skema tekanan tanah dinamis backwall

Besarnya gaya lateral akibat tekanan tanah dinamis,

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot w_s \cdot \Delta K_{aG} \cdot B_y$$

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot 0.9^2 \cdot 17.2 \cdot 0.304 \cdot 9.6$$

$$T_{EQ} = 19.85 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$y_{EQ} = 2/3 \cdot H = 2/3 \cdot 0.9 = 0.6 \text{ m}$$

Momen akibat tekanan tanah dinamis,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot y_{EQ} = 19.85 \cdot 0.6 = 11.91 \text{ kNm}$$

D. Rekap Beban Ultimit Back Wall

Tabel 6.21. Rekap Beban Ultimit Back Wall

Jenis Gaya	Ku	Horizontal (kN)	Momen (kNm)
Tekanan Tanah TA	1.25	65.0	25.1
Beban Gempa EQ	1	16.9	6.1
Tekanan Tanah D	1	19.8	11.9
		101.7	43.1

6.6.2. Penulangan Back Wall

Mutu Beton,

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

Mutu Baja BJ 50,

$$f_y = 290 \text{ MPa}$$

Momen Negatif,

$$M_u = 43.1 \text{ kNm}$$

Tebal decking,

$$d' = 50 \text{ mm}$$

Tinggi efektif,

$$d = 600 - 50 = 550 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 30}{290} \left(\frac{600}{600 + 290} \right) = 0.050$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.050 = 0.038$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{4 f_y} = \frac{1.4}{4 \cdot 290} = 0.0012$$

$$Mu = \frac{Mu}{0.8} = 53.88 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{54.63 \times 10^6}{9600 \cdot 550^2} = 0.254 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0.85 \cdot f_c}}\right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 30}{290} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.258}{0.85 \cdot 30}}\right) = 0.009$$

Dipakai $\rho_{perlu} = 0.0012$ sehingga As pakai adalah :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= 0.0012 \times b \times d \\ &= 0.0012 \times 9600 \times 550 = 6372 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pakai Tulangan D16 ($A_s = 201 \text{ mm}^2$)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$S = \frac{B_y \cdot A_{s_{tulangan}}}{A_{s_{perlu}}} = \frac{9600 \cdot 201}{6372} = 302.9 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan

D16-200 ($A_{spakai} = 6434 \text{ mm}^2$).

Perhitungan Penulangan susut arah memanjang:

Tulangan susut harus dihitung dengan rasio tulangan minimum. Maka tulangan susut yang dibutuhkan sebesar

$$A_{s_{perlu}} = 0.0012 \times 900 \times 550 = 597.4 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan susut

D13-150 ($A_{spakai} = 796.38 \text{ mm}^2$).

6.7. Analisis Wing Wall

6.7.1. Pembebanan Wing Wall

A. Tekanan Tanah

Dimensi Wing Wall,

$$H_y = 3 \text{ m}$$

$$H_x = 2.5 \text{ m}$$

$$H_w = 0.5 \text{ m}$$

Plat pada wingwall dianalisis sebagai two wawy slab, melihat salah satu sisi vertical atau horizontal terjepit pada abutmen. Sehingga terjadi momen pada jepitan sebesar:

$$M_x = \frac{1}{2} M_{\text{jepit arah x}}$$

$$M_y = \frac{1}{2} M_{\text{jepit arah y}}$$

Berat volume timbunan, (w_s) : 17.2 kN/m³

sudut geser (ϕ) : 30°

Koefisien Tanah Aktif (K_a) : $\tan^2(45^\circ - 30/2) = 0.333$

Tabel 6.22. Perhitungan Tekanan Tanah

Gaya	T (kN)	y (m)	x (m)	Mty (kNm)	Mtx (kNm)
T2 = H_a 0.6 w_s K_a B	25.8	1.5	1.3	38.7	32.3
T1 = $1/2 H_a^2$ w_s K_a B	64.5	1.0	1.3	64.5	80.6
H TA	90.3			103.2	112.9

B. Beban Gempa

Berat Sendiri Struktur, $W_t = 170.28 \text{ kN}$

Gaya gempa rencana, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h W_t$$

$$T_{EQ} = 0.174 \cdot 170.28$$

$$T_{EQ} = 29.66 \text{ kN}$$

Momen Akibat Beban Gempa

$$M_y = T_{EQ} \cdot H_y/2 = 29.66 \cdot 3/2 = 44.49 \text{ kNm}$$

$$M_x = T_{EQ} \cdot H_x/2 = 29.66 \cdot 2.5/2 = 37.07 \text{ kNm}$$

C. Tekanan Tanah Dinamis

Besarnya gaya lateral akibat tekanan tanah dinamis,

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot H_y^2 \cdot w_s \cdot \Delta K_{aG} \cdot H_x$$

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot 3^2 \cdot 17.2 \cdot 0.296 \cdot 2.5$$

$$T_{EQ} = 57.43 \text{ kN}$$

Lengan terhadap titik jepit

$$y_y = \frac{2}{3} \cdot H = \frac{2}{3} \cdot 3 = 2 \text{ m}$$

$$y_x = \frac{1}{2} \cdot H = \frac{1}{2} \cdot 2.5 = 1.25 \text{ m}$$

Momen akibat tekanan tanah dinamis,

$$M_y = T_{EQ} \cdot y_y = 31.22 \cdot 2 = 114.87 \text{ kNm}$$

$$M_y = T_{EQ} \cdot y_x = 31.22 \cdot 1.25 = 71.79 \text{ kNm}$$

D. Beban Ultimit Wing Wall

Tabel 6.23. Beban Ultimit Back Wall

Gaya	Ku	Horizontal	Momen		Geser
			My	Mx	
Tekanan Tanah TA	1.25	112.9	129.0	141.1	112.9
Beban Gempa EQ	1	29.7	44.5	37.1	29.7
Tekanan Tanah D	1	57.4	114.9	71.8	57.4
		200.0	288.4	250.0	200.0

6.7.2. Penulangan Wing Wall

Penulangan Arah X.

Mutu Beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Mutu Baja BJ 50, $f_y = 290 \text{ MPa}$

Momen Negatif, $M_u = 288.4 \text{ kNm}$

Tebal decking, $d' = 40 \text{ mm}$

Tinggi efektif, $d = 500 - 40 = 460 \text{ mm}$

$$\rho b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 30}{290} \left(\frac{600}{600 + 290} \right) = 0.050$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.05 = 0.038$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{4 f_y} = \frac{1.4}{4 \cdot 400} = 0.0012$$

$$Mu = \frac{Mu}{0.8} = 360.4 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{366.8 \times 106}{1000 \cdot 460^2} = 0.69 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 30}{290} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.69}{0.85 \cdot 30}} \right) = 0.0023$$

Dipakai $\rho_{perlu} = 0.0024$ sehingga As pakai adalah :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= 0.0023 \times b \times d \\ &= 0.0023 \times 460 \times 1000 = 2739 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pakai Tulangan D16 (As = 201 mm²)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$S = \frac{By \cdot AS_{tulangan}}{AS_{perlu}} = \frac{2500 \cdot 201}{1884.8} = 183.5 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan

D16-150 (AS_{pakai} = 3351.03 mm²).

Perhitungan Penulangan susut arah memanjang:

Tulangan susut harus dihitung dengan rasio tulangan minimum. Maka tulangan susut yang dibutuhkan sebesar

$$AS_{perlu} = 0.0012 \times 2500 \times 460 = 1387.9 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan susut

D13-200 (AS_{pakai} = 1659.2 mm²).

Penulangan Arah Y.

Mutu Beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Mutu Baja BJ 50, $f_y = 290 \text{ MPa}$

Momen Negatif, $M_u = 249.9 \text{ kNm}$

Tebal decking, $d' = 40 \text{ mm}$

Tinggi efektif, $d = 500 - 40 = 460 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 30}{290} \left(\frac{600}{600 + 290} \right) = 0.05$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.038 = 0.038$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{4 f_y} = \frac{1.4}{4 \cdot 290} = 0.0012$$

$$M_u = \frac{M_n}{0.8} = 312 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{317 \times 10^6}{1000 \cdot 460^2} = 0.5 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 30}{290} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.5}{0.85 \cdot 30}} \right) = 0.0017$$

Dipakai $\rho_{perlu} = 0.0017$ sehingga As pakai adalah :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= 0.0017 \times b \times d \\ &= 0.0017 \times 460 \times 1000 = 2365.2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pakai Tulangan D16 (As = 201 mm²)

Jarak tulangan yang dibutuhkan

$$S = \frac{B_y \cdot A_{S_{tulangan}}}{A_{S_{perlu}}} = \frac{2600 \cdot 201}{1883.0} = 255 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan

D16-250 ($A_{Spakai} = 2412.74 \text{ mm}^2$).

Perhitungan Penulangan susut arah memanjang:

Tulangan susut harus dihitung dengan rasio tulangan minimum. Maka tulangan susut yang dibutuhkan sebesar

$$A_{Sperlu} = 0,0017 \times 1000 \times 460 = 1665.5 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan susut

D13-150 ($A_{Spakai} = 1990.9 \text{ mm}^2$).

Perhitungan Sengkang

Gaya geser ultimit pile cap,

$$V_u = 199.9 \text{ kN}$$

Mutu beton,

$$f_c = 30 \text{ MPa}$$

Mutu tulangan,

$$F_y = 290 \text{ MPa}$$

Tebal decking,

$$d' = 50 \text{ mm}$$

Tebal efektif beton,

$$d = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$$

Kuat geser nominal beton,

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot H_x \cdot d$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 2500 \cdot 450$$

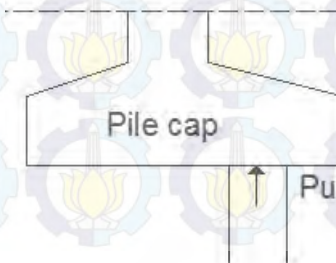
$$V_c = 1027 \text{ kN} > V_u = 199.9 \text{ kN}$$

Dipakai tulangan geser minimum,

Dipakai tulangan D13-300

6.8. Analisis Pile Cap

6.8.1. Pembebanan Pile Cap



Gambar 6.11. Skema Pembebanan Pile Cap

Beban Pada pile cap per meter panjang

$$P1 = 24 \cdot 1 \cdot 0.3 \cdot 1.25 \cdot 0.5 = 2.25 \text{ kN}$$

$$P2 = 24 \cdot 1 \cdot 0.7 \cdot 1.25 = 21 \text{ kN}$$

$$Pu = 1448.8 \text{ kN}$$

Momen ultimate rencana pile cap,

$$Mu = Pu \cdot 0.475 - P1 \cdot 0.417 - P2 \cdot 0.625$$

$$Mu = 1448.8 \cdot 0.75 - 4.5 \cdot 0.417 - 21 \cdot 0.625$$

$$Mu = 1072.5 \text{ kN}$$

Gaya Geser ultimate rencana pile cap,

$$Vu = 1448.8 - 2.25 - 21 = 1425.5 \text{ kN}$$

6.8.2. Penulangan Pile Cap

- Perhitungan Tulangan Utama Pile Cap.

Mutu Beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Mutu Baja BJ 50, $f_y = 290 \text{ MPa}$

Momen Ultimate, $M_u = 1072.5 \text{ kNm}$

Tebal decking, $d' = 50 \text{ mm}$

Tinggi efektif, $d = 1000 - 50 = 950 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 30}{290} \left(\frac{600}{600 + 290} \right) = 0.05$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.05 = 0.038$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{4 f_y} = \frac{1.4}{4 \cdot 290} = 0.0012$$

$$Mu = \frac{M_u}{0.8} = 1340.7 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{1340.7 \times 10^6}{1000 \cdot 950^2} = 1.48 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}}\right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85 \cdot 35}{290} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.48}{0.85 \cdot 30}}\right) = 0.0052$$

Dipakai $\rho_{perlu} = 0.0052$ sehingga As pakai adalah :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= 0.0052 \times b \times d \\ &= 0.0052 \times 1000 \times 950 = 5017.1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S = \frac{B_y \cdot A_{S_{tulangan}}}{A_{S_{perlu}}} = \frac{1000 \cdot 380.1}{2172.3} = 105 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan

D22-100 ($A_{Spakai} = 5309.3 \text{ mm}^2$).

Perhitungan Tulangan Bagi:

Untuk pelat yang menggunakan batang tulangan ulir mutu f_y 290 MPa, tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok

Maka tulangan susut yang dibutuhkan sebesar

$$A_{Sperlu} = 50\% \times 0.0052 \times 1000 \times 950 = 2508.5 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan susut

D19-200 ($A_{Spakai} = 2835.3 \text{ mm}^2$).

Perhitungan Sengkang

Gaya geser ultimit pile cap,

$$V_u = 1425.6 \text{ kN}$$

Mutu beton,

$$f_c = 30 \text{ MPa}$$

Mutu tulangan.

$$F_y = 290 \text{ MPa}$$

Tebal decking,

$$d' = 50 \text{ mm}$$

Tebal efektif beton,

$$d = 1000 - 50 = 950 \text{ mm}$$

Kuat geser nominal beton,

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot H_x \cdot d$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 950$$

$$V_c = 867.2 \text{ kN} < V_u/\phi = 1509.3 \text{ kN}$$

Jarak sengkang arah x

Digunakan tulangan diameter 3D16 ($A_v = 603 \text{ mm}^2$)

$$V_s = V_u/\phi - V_c = 1169.3 \text{ kN}$$

$$S = \frac{A_v F_y d}{V_s} = \frac{290 \cdot 603 \cdot 950}{642.1 \times 10^3} = 142.1 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan D16-125

Kuat tekan beton, $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Tebal pile cap, $h = 0.9 \text{ m}$

Kuat Geser Pons Beton,

$$F_v = 0.3 \cdot \sqrt{f_c'} = 0.3 \cdot \sqrt{30} = 1.64 \text{ MPa}$$

Luas bidang geser kritis,

$$A_v = 2 \cdot (700 + 250 + 1100 + 500) \cdot h$$

$$A_v = 2 \cdot (700 + 250 + 1100 + 500) \cdot 1000$$

$$A_v = 4600000 \text{ mm}^2$$

Gaya geser pons nominal,

$$P_n = F_v \cdot A_v$$

$$P_n = 1.64 \cdot 5100000$$

$$P_n = 7558 \text{ kN}$$

Kontrol Geser Pons

$$\phi P_n > P_u$$

$$0.6 \cdot 7558 > 1077 \text{ kN}$$

$$4535.14 > 1448 \text{ kN (OK)}$$

BAB VII

PENINGKATAN BEBAN LALU LINTAS

7.1. Peningkatan Beban Lalu Lintas

Awal mula perencanaan jembatan beton bertulang ini menggunakan peraturan kelas jembatan menurut BMS yaitu kelas IIIa. Karena kelas ditingkatkan dari kelas jembatan IIIa menjadi kelas I, maka beban lalu lintas juga mengalami peningkatan. Beban yang mengalami peningkatan adalah beban hidup BGT dan beban hidup BTR dari semula 70% menjadi 100%.

Tabel 7.1. Tabel persentase beban pada beban Muatan berbeda

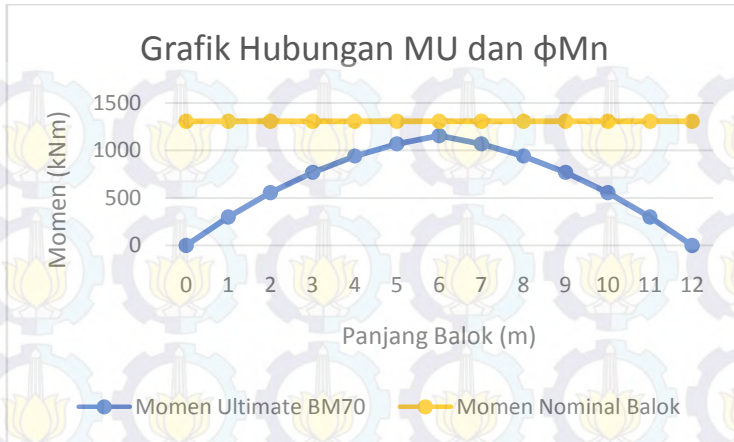
Jenis Beban	% beban BM 70	% beban BM 100
Beban Mati	100	100
Beban hidup "D" UDL	70	100
Beban hidup "D" KEL	70	100
Beban Hidup "T"	100	100
Beban Angin	100	100

7.2. Peningkatan Momen Ultimate

7.2.1 Analisis Gelagar 12 meter

7.2.1.1 Momen ultimate pada beban muatan 70%

Balok utama harus dianalisis momen ultime karena mengalami peningkatan beban hidup dari 70% menjadi 100%. Berikut grafik momen nominal bentang 12 meter.



Gambar 7.1 Grafik Hubungan Momen Ultimate dan Nominal pada beban kerja 70% (bentang 12 meter)

Gambar grafik 8.1 menunjukkan bahwa perencanaan awal pada balok memenuhi beban ultimate yang diberikan. Momen Nominal balok masih mampu menahan momen ultimate beban yang terjadi

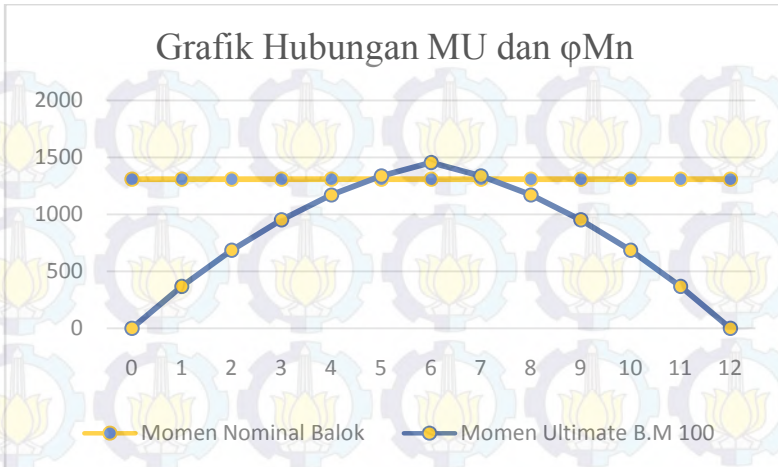
$$M_u < M_n$$

$$1158.2 < 1308.34 \text{ kN}$$

OK

7.2.1.2 Momen ultimate pada beban muatan 100%

Balok yang mengalami peningkatan beban juga harus dianalisis apakah perlu perkuatan eksternal atau tidak. Berikut grafik hubungan momen ultimate dan momen nominal balok.



Gambar 7.2 Grafik Hubungan Momen Ultimate dan Nominal pada beban kerja 100% (bentang 12 meter)

Ternyata setelah dimuati beban muatan 100% balok tidak mampu menahan beban terutama pada tengah bentang.

$$M_u < M_n$$

$$1456.17 < 1308.34 \text{ kN}$$

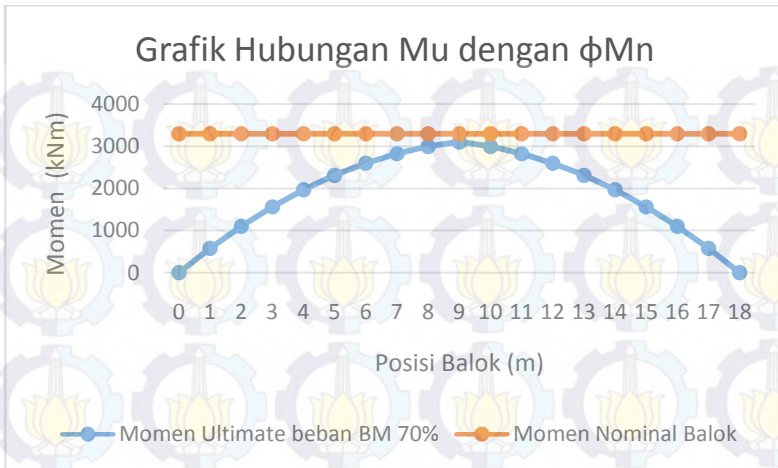
NOT OK

dari grafik dan perhitungan diatas balok memerlukan perkuatan secara eksternal dengan system prategang eksternal.

7.2.2 Analisis Gelagar 18 meter

7.2.2.1 Momen ultimate pada beban muatan 70%

Sama seperti gelagar 12 meter, pada Tugas Akhir ini dilakukan pada dua bentang yaitu bentang 12 meter dan bentang 18 meter. Berikut gambar grafik hubungan momen ultimate dan momen nominal pada balok 18 meter.

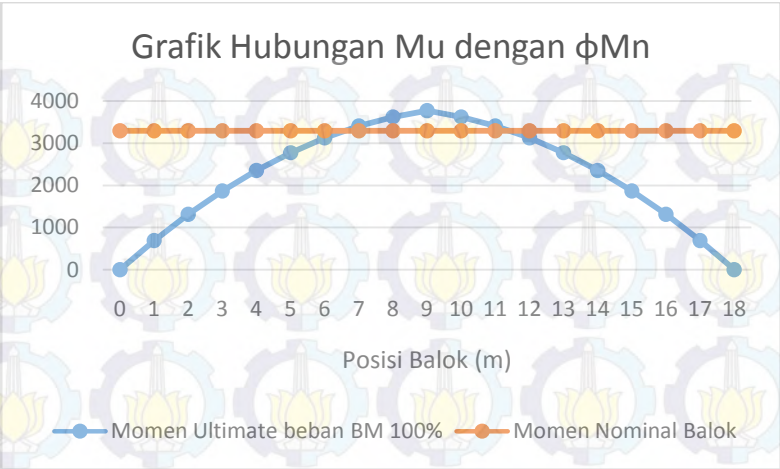


Gambar 7.3 Grafik Hubungan Momen Ultimate dan Nominal pada beban kerja 70% (bentang 18 meter)

Sama seperti kasus bentang 12 meter pada saat beban masih 70% , balok masih mampu menerima beban ultimate.

7.2.2.2 Momen ultimate pada beban muatan 100%

Berikut gambar grafik hubungan momen nominal balok dan momen ultimate saat beban 100%.



Gambar 7.4 Grafik Hubungan Momen Ultimate dan Nominal pada beban kerja 100% (bentang 18 meter)



BAB VIII

PERKUATAN PRATEGANG EKSTERNAL

8.1. UMUM

Perencanaan semula jembatan direncanakan sesuai dengan kelas jembatan kelas IIIa. Ketika kelas jembatan dinaikan menjadi kelas I jembatan harus diperkuat dengan prategang eksternal.

8.2. Perencanaan Prategang Eksternal bentang 12 m

Data perancangan prategang

Mutu Beton 35 Mpa

Mutu Baja 400 Mpa

eksentrisitas dari pusat beton = 491.9 mm

Lebar balok = 400 mm

Tinggi balok = 800 mm

Tebal Pelat Kendaraan = 20 cm

Desain yang digunakan sesuai SNI 2847-2013 Pasal 18.3.3 terkait desain kelas beton prategang yaitu Komponen struktur kelas C yaitu nilai tegangan daerah terluar yang terkena Tarik sebagai berikut :

$$f_t > 1.0 \sqrt{f'_c} = 1.0 \sqrt{35} = 5.91 \text{ MPa (Tarik)}$$

8.2.1 Analisa Penampang Komposit

Lebar Efektif balok = 1.5 m = 15000 mm

E pelat dan E balok sama sehingga :

$$n = \frac{E_{\text{pelat}}}{E_{\text{balok}}} = 1$$

Garis Netral penampang :

$$A_1 = 400 \times 800 = 320000 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 1500 \times 200 = 300000 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = 400 \text{ mm}$$

$$y_2 = 900 \text{ mm}$$

$$Y = \frac{A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2}{A_1 + A_2} = \frac{320000 \cdot 400 + 300000 \cdot 900}{320000 + 300000} = 641.94 \text{ mm}$$

Sehingga :

$$Y_t = 100 - 641.94 = 358.06 \text{ mm}$$

$$Y_b = 641.94 \text{ mm}$$

$$d_1 = 641.94 - 800/2 = 241.94 \text{ mm}$$

$$d_2 = (800 + 100) - 641.94 = 258.06 \text{ mm}$$

$$I_{\text{komposit}} = \frac{1}{12} b_1 h_1^3 + A_1 d_1^2 + \frac{1}{12} b_2 h_2^3 + A_2 d_2^2$$

$$I_{\text{komposit}} = \frac{1}{12} 400 \times 800^3 + 320000 \times 241.94^2 + \frac{1}{12} 1500 \times 200^3 + 300000 \times 258.06^2$$

$$I_{\text{komposit}} = 5.68 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$W_t = \frac{I_{\text{komposit}}}{Y_t} = \frac{5.68 \times 10^{10}}{358.06} = 1.59 \times 10^{10} \text{ mm}^3$$

$$W_b = \frac{I_{\text{komposit}}}{Y_b} = \frac{5.68 \times 10^{10}}{641.94} = 0.884 \times 10^{10} \text{ mm}^3$$

$$K_t = \frac{W_b}{A_{\text{total}}} = \frac{0.884 \times 10^{10}}{620000} = 142.65 \text{ mm}$$

$$K_b = \frac{W_t}{A_{\text{total}}} = \frac{1.59 \times 10^{10}}{620000} = 255.75 \text{ mm}$$

penampang tranformasi retak

Pada perencanaan ini balok didesain pada perencanaan retak. Sehingga perlu adanya transformasi dari penampang awal ke penampang retak. Pada desain prategang eksternal ini didesain menurut kelas C (crack) yaitu tegangan beton serat terluar Tarik boleh melebihi $\sqrt{f'c}$. Pada bab sebelumnya telah didapat Inersia efektif penampang yang digunakan untuk menghitung tegangan penampang penampang retak yaitu sebagai berikut :

$$I_e = 2.74 \times 10^{10}$$

8.2.2. Pemberian Gaya Prategang

Dicoba dipakai tendon 6 strand diameter 12.7 mm ($A=100.1 \text{ mm}^2$). Kabel yang digunakan dalam desain ini adalah kabel strand AS 4672 produk dari VSL Indonesia dengan spesifikasi sebagai berikut:

Diameter 1 strand : 12.7 mm

Luas penampang : 100.1 mm^2

Minimum Breaking Load : $184 \text{ kN} = 184000 \text{ N}$

Modulus Elasticity : 200000 MPa

$$F_{PU} = \frac{\text{minimum breaking load}}{\text{Luas penampang}}$$

$$F_{PU} = \frac{184000}{100.1} = 1838.16 \text{ MPa}$$

$$F_{Py} = 0.9 \times F_{PU} = 1654.35 \text{ MPa}$$

Tegangan Tarik baja prategang tidak boleh melebihi nilai berikut :

- $0.94F_{Py} = 1555.08 \text{ MPa}$
- $0.80 F_{PU} = 1470.53 \text{ MPa}$
- $0.70 F_{PU} = 1286.71 \text{ MPa}$

Maka tegangan Tarik ijin yang dipakai yaitu 1286.71 MPa .

Jika yang digunakan untuk pemasangan prategang eksternal sebanyak 6 strand maka kekuatan gaya jacking maksimal adalah :

$$F_o = 6 \times 100.1 \times 1286.71 = 772800 \text{ N} = 772.8 \text{ kN}$$

Maka jika gaya jacking awal dicoba $F_o = 772.8 \text{ kN}$ maka cek diagram tegangan pada tengah bentang sebagai berikut :

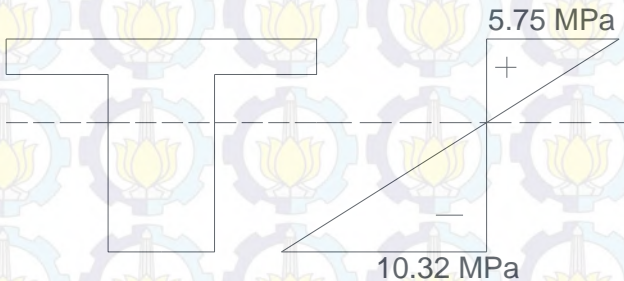
8.2.3. Tegangan Balok saat balok menampung beban sendiri

Momen balok akibat beban sendiri, MD

$$MD = 441.34 \times 10^6 \text{ kNm}$$

$$\text{Tegangan atas} = \frac{MD \cdot y_t}{I_e} = \frac{441.34 \times 10^6 \times 358}{2.74 \times 10^{10}} = 5.75 \text{ MPa (Tekan)}$$

$$\text{Tegangan bawah} = \frac{MD \cdot y_b}{I_e} = \frac{441.34 \times 10^6 \times 641.9}{2.74 \times 10^{10}} = -10.32 \text{ MPa (Tarik)}$$



Gambar 8.1 Diagram Tegangan balok (12 m) saat menampung beban sendiri

8.2.4. Perhitungan Kehilangan Prategang sesaat (Tahap 1)

8.2.4.1. Kehilangan Gaya Prategang Slip Angkur

Rumus kehilangan prategang akibat slip angkur sebagai berikut :

$$ANC = 2 E_s \frac{d}{X}$$

$$\text{Dengan } X = \sqrt{\frac{E_s d}{\lambda F_{ps}}}$$

$$\lambda = \frac{2 \mu e}{L^2} + K$$

$$\mu = 0.17$$

$$K = 0.001$$

$$\lambda = \frac{2 \cdot 0.17 \cdot 0.548}{9^2} + 0.001 = 0.005$$

$$X = \sqrt{\frac{2 \cdot 10^{11} \cdot 0.001}{0.0033 \cdot 1286.71}} = 5.52 \text{ m}$$

$$ANC = 2 E_s \frac{d}{X} = 2 \times 200000 \times 1/5.52 = 72.45 \text{ MPa}$$

$$ANC = 72.45 \text{ MPa} \times 600.6 = 43.51 \text{ kN}$$

8.2.4.2. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Elastisitas Beton

Rumus Kehilangan prategang akibat Elastisitas beton sebagai berikut :

$$ES = 0.5 \times \frac{ES}{Ec} \times f_{cs} \times A_s$$

$$f_{cs} = \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \cdot e^2}{I} - \frac{M_G \cdot e^2}{I}$$

$$f_{cs} = \frac{772800}{620000} + \frac{772800 \cdot 491.9^2}{5.67 \times 10^{10}} - \frac{376272000 \cdot 491.9^2}{5.67 \times 10^{10}}$$

$$f_{cs} = 0.95 \text{ MPa}$$

Factor reduksi 10% menjadi :

$$f_{cs} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$ES = 0.5 \times 6.28 \times 1.28 \times 600.6 = 2.17 \text{ kN}$$

Gaya prategang sisa adalah = $772.8 \text{ kN} - (43.51 + 2.17) = 727.7 \text{ kN}$

8.2.5. Tegangan Balok akibat Jacking (setelah kehilangan sesaat)

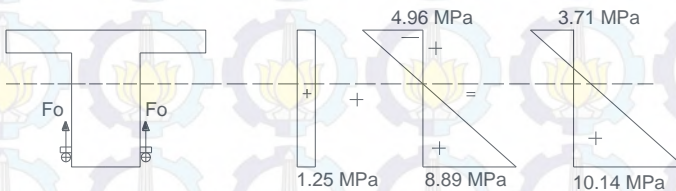
Gaya jacking = **772.2 kN**

Eksentrisitas dari pusat tendon ke titil berat = 491.9 mm

Maka diagram tegangan akibat jacking :

$$\begin{aligned} \text{Tegangan atas} &= \frac{F_o}{A} - \frac{F e y_t}{I_e} \\ &= \frac{772.2 \times 1000}{620000} - \frac{772.2 \times 1000 \times 491 \times 358}{2.74 \times 10^{10}} \\ &= 1.25 - 4.96 = \mathbf{-3.71 \text{ MPa (Tarik)}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan bawah} &= \frac{649.75 \times 1000}{620000} - \frac{772.2 \times 1000 \times 491 \times 641}{2.74 \times 10^{10}} \\ &= 1.25 + 8.89 = \mathbf{10.14 \text{ MPa (Tekan)}} \end{aligned}$$

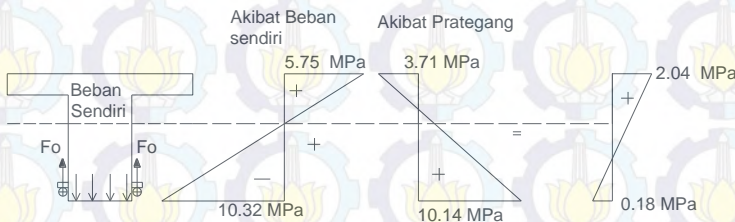


Gambar 8.2 Diagram Tegangan Balok (12 m) Akibat Jacking (sesaat setelah transfer)

Check awal pemberian tegangan pada saat sesaat transfer dan balok hanya menahan berat sendiri

$$\begin{aligned} \text{Tegangan atas} &= \text{akibat beban sendiri} + \text{Jacking} \\ &= 5.75 - 3.71 = \mathbf{2.04 \text{ MPa (tekan)}} \end{aligned}$$

$$\text{Tegangan bawah} = -10.32 + 10.14 = \mathbf{-0.18 \text{ MPa (tarik)}}$$



Gambar 8.3 Diagram Tegangan Balok (12 m) akibat beban sendiri dan akibat jacking

Gambar menunjukkan bahwa pada saat jacking (beton hanya menahan beban sendiri), sisi bawah mengalami Tarik dan sisi atas mengalami tekan.

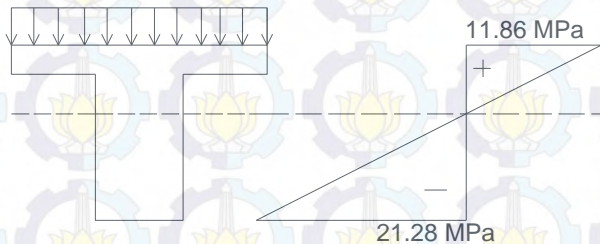
8.2.6. Tegangan Balok saat balok ditimpa beban Kerja 100%

Momen beban kerja (BM 100) = 909 kNm

$$\text{Tegangan serat atas} = \frac{909 \times 10^6 \times 358}{2.74 \times 10^{10}} = \mathbf{11.86 \text{ MPa (tekan)}}$$

$$\text{Tegangan serat bawah} = \frac{909 \times 10^6 \times 641.98}{2.74 \times 10^{10}} = \mathbf{-21.28 \text{ MPa (tarik)}}$$

Beban Kerja 100%



Gambar 8.4 Diagram Tegangan Balok (12 m) saat memikul beban kerja 100%

8.2.7. Perhitungan Kehilangan prategang sesudah transfer

8.2.7.1 Kehilangan Gaya Prategang Akibat Relaksasi Baja

Rumus kehilangan prategang akibat Relaksasi Baja sebagai berikut :

$$RE = f_{pi} \times \frac{\log t}{10} \left(\frac{f'_{pi}}{f_{pu}} - 0.55 \right)$$

$$F_{pi} = 0.70 \times f_{pu} = 1286.7 \text{ MPa}$$

Asumsi kehilangan gaya prategang yaitu 20%

$$F_{pi}' = (1-0.2) \times 1286.71 = 1029.37 \text{ Mpa}$$

Waktu durasi saat relaksasi diambil 5 tahun

$$T = 5 \times 365 \times 24 = 43800 \text{ jam}$$

$$RE = 1286.7 \times \frac{\log 43800}{10} \left(\frac{1041.6}{1860} - 0.55 \right)$$

$$RE = 16.04 \text{ MPa}$$

Besar Gaya prategang akibat relaksasi

$$RE = 16.04 \times 600.6 = 9.63 \text{ kN}$$

8.2.7.2. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Susut

Rumus kehilangan prategang akibat susut sebagai berikut

:

$$SH = 8.2 \times 10^6 KSH \left[1 - \frac{0.0236V}{S} \right] [100 - RH]$$

$$KSH = 0.694$$

$$V/S = 0.124 \text{ (didapat dari perbandingan luas dan keliling penampang)}$$

$$Es = 200000 \text{ MPa}$$

$$RH = 75.$$

$$A_{st} = 600.6 \text{ mm}^2$$

Maka kehilangan prategang akibat susut :

$$SH = 8.2 \times 10^6 \times A_{st} \times KSH \left[1 - \frac{0.0236V}{S} \right] [100 - RH]$$

$$SH = 8.2 \times 10^6 \times 600.6 \times 0.694 [1 - 0.0236 \times 0.124] [100 - 75]$$

$$SH = 17039 \text{ N} = 17.039 \text{ kN}$$

8.2.7.3. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Rangkak

Rumus kehilangan prategang akibat rangkak sebagai berikut :

$$CR = Kcr \times \frac{Es}{Ec} \times (fcir - fcds)$$

Kcr untuk pasca Tarik = 1

Es = 200000 Mpa

Ec = 31798.9 Mpa

As = 601.6 mm²

Fcir , Tegangan di beton pada level baja sesaat transfer adalah
= 1.28 MPa

Msd = 65.07 kNm = 65.07 x 10⁶ Nmm

fcds, Tegangan di beton pada level baja akibat beban mati tambahan adalah

$$f_{cds} = \frac{65.07 \times 10^6 \times 358}{5.67 \times 10^{11}} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$CR = 1,00 \times \frac{200000}{31798.9} \times (1.28 - 0.56)$$

$$CR = 2706 \text{ N} = 2.706 \text{ kN}$$

Total Kehilangan Prategang Tahap 2 = RE + SH + CR
= 9.63 + 17.039 + 2.706 = 29.38 kN

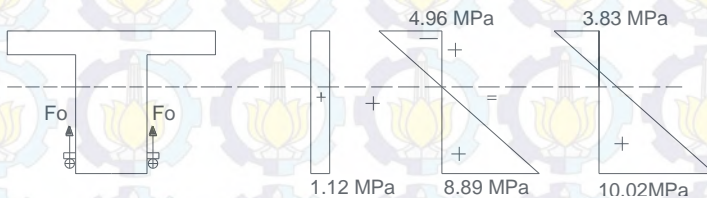
Sisa gaya prategang yaitu sebesar :

$$\Delta F = fo - total \text{ loss} = 772.7 - 29.38 = 697.73 \text{ kN}$$

8.2.8 Tegangan Balok akibat jacking (Akhir Tahap 2)

$$\text{Tegangan atas} = \frac{F_e}{A} - \frac{F_e \cdot e_{yt}}{I_e} = \frac{697.73 \times 10^3}{620000} - \frac{697.73 \times 10^3 \cdot 548.8 \cdot 358}{2.74 \times 10^{10}} = 1.12 - 4.96 = -3.83 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan bawah} = \frac{F_e}{A} + \frac{F_e \cdot e_{yb}}{I_e} = \frac{697.73 \times 10^3}{620000} + \frac{697.73 \times 10^3 \cdot 641}{2.74 \times 10^{10}} = 1.12 + 8.89 = 10.02 \text{ MPa}$$



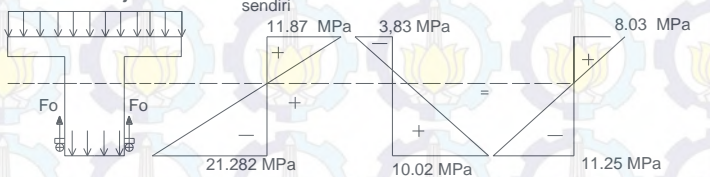
Gambar 8.5 Diagram Tegangan Balok (12 m) akibat jacking (setelah kehilangan total)

8.2.9. Tegangan balok saat beban muatan 100% dibantu dengan gaya prategang Luar

$$\text{Tegangan atas} = 11.87 - 3.83 = 8.03 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan Bawah} = -21.28 + 10.02 = -11.25 \text{ MPa}$$

Beban Kerja 100%



Gambar 8.6 Diagram Tegangan Balok (12 m) saat memikul beban kerja 100% dan dengan perkuatan prategang eksternal

8.2.10. Perhitungan Momen Nominal

Momen nominal dihitung supaya mengetahui apakah balok sanggup menerima momen atau tidak. Berikut perhitungan momen Nominal balok.

$$a = \frac{As f_y + Aps Fps}{0.85 f'_c b f} = \frac{4623.6 \times 400 + 600.6 \times 1286.7}{0.85 \cdot 35 \cdot 1500}$$

$$= 58.76 \text{ mm} < hf = 200$$

Balok dianalisis sebagai balok persegi. Maka Momen Nominal Balok adalah

$$Mn = As f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + Aps Fps \left(dp - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = 4623.6 \cdot 400 \left(905 - \frac{58.76}{2} \right) + 600.6$$

$$\cdot 1286.7 \left(850 - \frac{58.76}{2} \right)$$

$$Mn = 2253 \text{ kNm}$$

$$\phi Mn = 2253 \times 0.8 = 1802.8 \text{ kNm} > Mu = 1456.1 \text{ kNm (OK)}$$

Persentase momen yang ditahan baja prategang dan non prategang :

$$\% \text{Baja Prategang} = \frac{Aps Fps \left(dp - \frac{a}{2} \right)}{Mn}$$

$$= \frac{600.6 \cdot 1286.7 \left(1020 - \frac{58.76}{2} \right)}{2253} = \frac{507}{2253}$$

$$= 28.14\% \sim 28\%$$

$$\% \text{Baja Non Prategang} = \frac{As Fy \left(d - \frac{a}{2} \right)}{Mn}$$

$$= \frac{4623.6 \cdot 400 \left(1102 - \frac{58.76}{2} \right)}{5549.9} = \frac{1295}{2253}$$

$$= 71.86\% \sim 72\%$$

Dari persentase diatas menunjukkan bahwa baja prategang memberikan kekuatan sekitar 28% dari seluruh kekuatan balok. Nilai ini sesuai dengan apa yang direncanakan sebelumnya bahwa prategang eksternal menahan beban kerja sebanyak 30% dari total beban kerja.

Lendutan akibat prestress :

$$\Delta_{jacking} = \frac{5 F_o e L^2}{48 E_c I} = \frac{5 \cdot 772800 \cdot 491 \cdot 12000^2}{48 \cdot 31798 \cdot 2.74 \cdot 10^{10}} = 6.54 \text{ mm}$$

Lendutan akibat beban hidup dan mati akibat beban kerja 100% :

Tabel 8.1 Tabel Lendutan (12 m) akibat beban Layan

Beban Bekerja	Δ (mm)
Beban Sendiri	5.69077744
Beban Mati Tambahan	0.98412555
Beban Hidup UDL	4.77770494
Beban Hidup KEL	4.85556383
Beban Hidup T	6.90112936
Beban Angin	0.3567353
Total	16.6649071

Lendutan Total = L Akibat beban kerja 100% - L Akibat jacking

$$= 16.67 - 6.54$$

$$= 10.13 \text{ mm} < L/480 = 25 \text{ mm (OK)}$$

8.2.11 Perhitungan saddle dan Angkur

Gaya yang ditimbulkan akibat jacking pada angkur berbeda dengan gaya pada saddle. Ini dikarenakan efek fungsi kemiringan tendon yang dipasang seperti pada gambar dibawah ini :



Gambar 8.7 Gaya pada saddle dan Angkur (12 m)

Gaya pada angker = $F_o/2 = 772/2 \text{ kN} = 386.4 \text{ kN}$

Gaya pada saddle = $F_o \cos \alpha = 31.57 \text{ kN}$

Kontrol Rod Baja

Gaya pada Rod = $31574 \text{ N} = 31.57 \text{ kN}$

Digunakan baja rod dengan mutu BJ 41 ($f_y = 250$). Maka kekuatan geser Baja Rod :

$$\tau_{rod} = 0.6 \times f_y = 150 \text{ MPa}$$

Dipakai 3 buah rod pada saddle maka gaya yang diterima tiap rod :

$$f_{rod} = \frac{31574}{3} = 10525 \text{ N}$$

Diameter Rod yang dibutuhkan :

$$\frac{P}{A} = 150 \text{ MPa}$$

$$\frac{13401}{\frac{D^2}{4}} = 150 \text{ MPa}$$

$$D^2 = 89.3 \text{ mm}^2$$

$$D = 9.45 \text{ mm}$$

maka dipakai diameter Rod sebesar 5 cm.

Analisa Las pada saddle :

Misal tebal las 1 cm = 10 mm

Melalui perhitungan didapat Luasan Las = 24800 mm^2

Gaya yang bekerja pada saddle adalah gaya sentris terpusat pada titik berat. Maka gaya geser pada sambungan las :

$$f_v = \frac{F_{saddle}}{A_{las}} = \frac{31574}{24800} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$f_v < \phi f_n = 0.75 \cdot 0.6 \cdot 492 = 221.4 \text{ MPa (OK)}$$

$$t_{e \text{ perlu}} \geq \frac{f}{\phi f_n} = \frac{1.27}{221.4} = 0.0058 = 0.058 \text{ mm}$$

$$a = \frac{0.0058}{0.707} = 0.081 \text{ cm} = 0.81 \text{ mm}$$

Kontrol a :

$$a_{max} = t_p - 1.6 = 15 - 1.6 = 13.4 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 5 \text{ mm}$$

Jadi dipakai $a = 5 \text{ mm}$

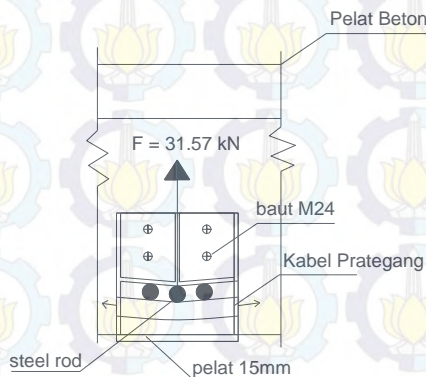
Analisa Baut pada saddle

Gaya yang terpusat pada saddle merupakan gaya sentris terpusat maka digunakan Anchorage bolt for Concrete dari Hilti USA dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tipe : HSL-3 Bolt M24 diameter $\phi 24$

Kekuatan Tarik : 63452 lb = 282.2 kN

Kekuatan geser : 45951 lb = 204.4 kN



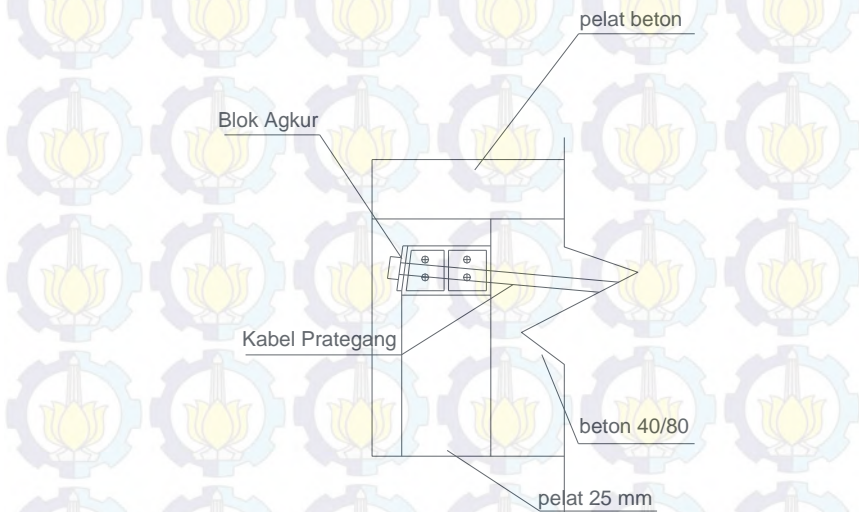
Gambar 8.8 Sambungan pada saddle (12 m)

Pada saddle dicoba baut sebanyak 4 buah. Gaya geser pada baut :

$$F_{geser} = \frac{31574.6}{4} = 7.89 \text{ kN} < 204.4 \text{ kN (OK)}$$

Baut dapat menahan beban.

Kontrol sambungan pada Angkur



Gambar 8.9 Sambungan Pada Angker (12 m)

Kontrol Las

Direncanakan :

Pelat 25 mm

pakai mutu las E_{70xx}

Gaya prategang = 386400 N

Misal tebal pelat : 1 cm = 10 mm

Total Luas Las = 5520 mm²

$$\text{Total } I_p = 1.25 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

eksentrisitas dari gaya prategang ke titik berat las, $e = 7.5 \text{ mm}$

$$M_u = P_u \times e = 386400 \times 7.5 = 2898000 \text{ N.mm}$$

Tegangan akibat gaya prategang (sentris) :

$$f_{vp} = \frac{3864004}{5520} = 70 \text{ MPa}$$

Tegangan akibat M_u :

$$f_{vm} = \frac{2898000 \times 127}{1.25 \times 10^8} = 2.93 \text{ MPa}$$

$$f_{hm} = \frac{2898000 \times 83}{1.25 \times 10^8} = 1.919 \text{ MPa}$$

Total :

$$f_{total} = \sqrt{(70 + 2.93)^2 + 1.919^2} = 72.96 \text{ MPa}$$

Tebal las : 10 cm

$$\phi f_n = \phi \cdot 0.6 \cdot 492 \text{ MPa} = 0.75 \times 0.6 \times 492 = 221.4 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal Las : } t_e = \frac{72.96}{221.4} = 0.33 \text{ cm} = 3.3 \text{ mm}$$

$$a = \frac{0.33}{0.707} = 0.47 \text{ cm} = 4.7 \text{ mm}$$

Syarat $a_{\min} = 6 \text{ mm}$. dipakai $a_{\min} = 6 \text{ mm}$.

Kontrol Baut

Baut pada angker terkena gaya lentur akibat adanya eksentrisitas dari kabel tendon ke pusat berat baut

Mula mula dicoba 4 baut diameter 24 mm.

e dari pusat tendon ke pusat berat baut, $e = 67.5 \text{ mm}$

$$M_u = P_u \times e = 386400 \times 67.5 = 2.67 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\Sigma(X^2) = 19600 \text{ mm}^2$$

$$T_{\text{tarik pada baut terjauh}} = \frac{M_u \cdot X_{\max}}{\Sigma X^2} = \frac{2.67 \times 10^7 \times 70}{19600} \\ = 93.15 \text{ kN}$$

Karena terjadi gaya Tarik pada baut terjauh maka ada pengurangan gaya geser sebesar :

$$V_{\text{sisa}} = V_n \left[1 - \frac{T_{\max}}{1.13T_n} \right] = 204.4 \left(1 - \frac{93.15}{1.13 \times 282.2} \right) \\ = 144.70 \text{ kN}$$

Gaya Geser yang terjadi pada baut :

$$K_{UV1} = \frac{F_o}{n} = \frac{386400}{4} = 96.6 \text{ kN}$$

Tegangan akibat M_u :

Eksentrisitas dari tendon ke titik berat baut, $e = 7.5 \text{ mm}$

$$M_u = 386400 \times 7 = 2704800 \text{ Nmm}$$

$$\Sigma(x^2 + y^2) = 24500 \text{ mm}^2$$

$$K_{UV2} = \frac{M_U x x}{\Sigma(x^2 + y^2)} = \frac{2704800 \times 70}{24500} = 7.7 \text{ kN}$$

$$K_{UH} = \frac{M_U x y}{\Sigma(x^2 + y^2)} = \frac{2704800 \times 35}{24500} = 3.8 \text{ kN}$$

Tegangan Total :

$$K_{TOTAL} = \sqrt{(96.6 + 7.7)^2 + (3.8)^2} = 134.47 \text{ kN}$$

$$134.4 < 144.70 \text{ (ok)}$$

Baut bisa menerima beban.

8.3. Perencanaan Prategang Eksternal bentang 18 m

Data perancangan prategang

Mutu Beton 35 Mpa

Mutu Baja 400 Mpa

f_{ci} 28 Mpa (asumsi 80% dari kekuatan beton 28 hari)

8.3.1 Analisa Penampang Komposit

Lebar Efektif balok = 1.75 m

E pelat dan E balok sama sehingga :

$$n = \frac{E_{pelat}}{E_{balok}} = 1$$

Garis Netral penampang :

$$A_1 = 600 \times 1000 = 600000 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 1850 \times 200 = 370000 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = 500 \text{ mm}$$

$$y_2 = 1100 \text{ mm}$$

$$Y = \frac{A_1 y_1 + A_2 y_2}{A_1 + A_2} = \frac{600000 \cdot 500 + 370000 \cdot 1100}{600000 + 370000} = 728.87 \text{ mm}$$

Sehingga :

$$Y_t = 1200 - 728.87 = 471.13 \text{ mm}$$

$$Y_b = 728.87 \text{ mm}$$

$$d_1 = 728.87 - 1000/2 = 228.87 \text{ mm}$$

$$d_2 = (1000 + 100) - 728.87 = 371.13 \text{ mm}$$

$$I_{komposit} = \frac{1}{12} b_1 h_1^3 + A_1 d_1^2 + \frac{1}{12} b_2 h_2^3 + A_2 d_2^2$$

$$I_{komposit} = \frac{1}{12} 600 \times 1000^3 + 600000 \times 228.87^2 + \frac{1}{12} 1850 \times 200^3 + 370000 \times 371.13^2$$

$$I_{komposit} = 1.34 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$W_t = \frac{I_{komposit}}{Y_t} = \frac{1.34 \times 10^{11}}{471.13} = 2.84 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

$$W_b = \frac{I_{komposit}}{Y_b} = \frac{1.34 \times 10^{11}}{728.87} = 1.83 \times 10^{10} \text{ mm}^3$$

$$K_t = \frac{W_b}{A_{total}} = \frac{1.83 \times 10^{10}}{970000} = 189 \text{ mm}$$

$$K_b = \frac{W_t}{A_{total}} = \frac{2.84 \times 10^8}{970000} = 292.40 \text{ mm}$$

penampang tranformasi retak

Pada perencanaan ini balok didesain pada perencanaan retak. Sehingga perlu adanya transformasi dari penampang awal ke penampang retak. Pada desain prategang eksternal ini didesain menurut kelas C (crack) yaitu tegangan beton serat terluar Tarik boleh melebihi $\sqrt{f'c}$. Pada bab sebelumnya telah didapat Inersia efektif penampang yang digunakan untuk menghitung tegangan penampang penampang retak yaitu sebagai berikut :

$$I_e = 7.19 \times 10^{10}$$

8.3.2 Pemberian Gaya Prategang

Dicoba dipakai tendon 12 strand diameter 12.7 mm ($A=100.1 \text{ mm}^2$). Kabel yang digunakan dalam desain ini adalah kabel strand AS 4672 produk dari VSL Indonesia dengan spesifikasi sebagai berikut:

Diameter 1 strand : 12.7 mm
 Luas penampang : 100.1 mm²
 Minimum Breaking Load : 184 kN = 184000 N
 Modulus Elasticity : 200000 MPa

$$F_{PU} = \frac{\text{minimum breaking load}}{\text{Luas penampang}}$$

$$F_{PU} = \frac{184000}{100.1} = 1838.16 \text{ MPa}$$

$$F_{Py} = 0.9 \times F_{PU} = 1654.35 \text{ MPa}$$

Tegangan Tarik baja prategang tidak boleh melebihi nilai berikut :

- $0.94F_{Py} = 1555.08 \text{ MPa}$
- $0.80 F_{PU} = 1470.53 \text{ MPa}$
- $0.70 F_{PU} = 1286.71 \text{ MPa}$

Maka tegangan Tarik ijin yang dipakai yaitu 1286.71 MPa.

Jika yang digunakan untuk pemasangan prategang eksternal sebanyak 8 strand maka kekuatan gaya jacking maksimal adalah :

$$F_o = 12 \times 100.1 \times 1286.71 = 1545600 \text{ N} = 1545.6 \text{ kN}$$

Maka jika gaya jacking awal dicoba $F_o = 1545.6 \text{ kN}$ maka cek diagram tegangan pada tengah bentang sebagai berikut :

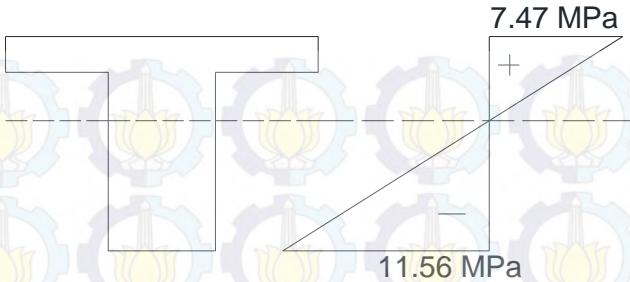
8.3.3. Tegangan Balok saat balok menampung beban sendiri

Momen balok akibat beban sendiri, MS

$$MD = 1141.18 \times 10^6 \text{ kNm}$$

$$\text{Tegangan atas} = \frac{MD y_t}{I_e} = \frac{1141.18 \times 10^6 \times 471}{7.20 \times 10^{11}} = 7.47 \text{ MPa (Tekan)}$$

$$\text{Tegangan bawah} = \frac{MD y_b}{I_e} = \frac{1141 \times 10^6 \times 728}{7.20 \times 10^{11}} = -11.56 \text{ MPa (Tarik)}$$



Gambar 8.10 Diagram Tegangan balok (18 m) saat memikul beban sendiri

8.3.4. Perhitungan Kehilangan Prategang sesaat (Tahap 1)

8.3.4.1. Kehilangan Gaya Prategang Slip Angkur

Rumus kehilangan prategang akibat slip angkur sebagai berikut :

$$ANC = 2 E_s \frac{d}{X}$$

$$\text{Dengan } X = \frac{\sqrt{E_s d}}{\lambda F_{ps}}$$

$$\lambda = \frac{2 \mu e}{L^2} + K$$

$$\mu = 0.17$$

$$K = 0.001$$

$$\lambda = \frac{2 \cdot 0.17 \cdot 0.548}{9^2} + 0.001 = 0.0033$$

$$X = \sqrt{\frac{2 \cdot 10^{11} \cdot 0.001}{0.0033 \cdot 1286.71}} = 6.85 \text{ m}$$

$$ANC = 2 E_s \frac{d}{X} = 2 \times 200000 \times 1/6.85 = 58.31 \text{ MPa}$$

$$ANC = 58.31 \text{ MPa} \times 1201.2 = 70.05 \text{ kN}$$

8.3.4.2. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Elastisitas Beton

Rumus Kehilangan prategang akibat Elastisitas beton sebagai berikut :

$$ES = 0.5 \times \frac{Es}{Ec} \times f_{cs} \times A_s$$

$$f_{cs} = \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \cdot e^2}{I} - \frac{M_G \cdot e^2}{I}$$

$$f_{cs} = \frac{1545600}{970000} + \frac{1545600 \cdot 548.8^2}{1.33 \times 10^{11}} - \frac{1002780000 \cdot 548.8^2}{1.33 \times 10^{11}}$$

$$f_{cs} = 0.95 \text{ MPa}$$

Factor reduksi 10% menjadi :

$$f_{cs} = 0.863 \text{ MPa}$$

$$ES = 0.5 \times 6.28 \times 0.863 \times 1201.2 = 3.2 \text{ kN}$$

Gaya prategang sisa adalah = $1545.6 \text{ kN} - (70.05 + 3.2) = 1472.35 \text{ kN}$

8.3.5. Tegangan Balok akibat Jacking (setelah kehilangan sesaat)

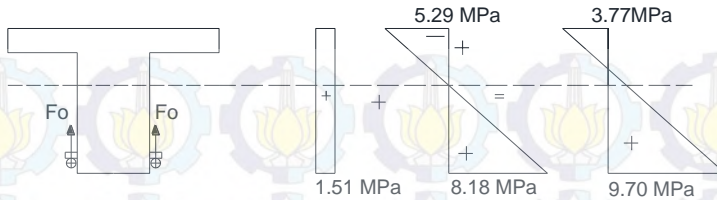
Gaya jacking = 1472.35 kN

Eksentrisitas dari pusat tendon ke titil berat = 548.8 mm

Maka diagram tegangan akibat jacking :

$$\text{Tegangan serat atas} = \frac{F_o}{A} - \frac{F e y_t}{I_e} = \frac{1472.35 \times 1000}{970000} - \frac{1472.35 \times 1000 \times 548 \times 471}{7.20 \times 10^{11}} = 1.51 - 5.29 = -3.77 \text{ MPa (Tarik)}$$

$$\text{Tegangan serat bawah} = \frac{1472.35 \times 1000}{970000} + \frac{1472.35 \times 1000 \times 548 \times 641}{7.20 \times 10^{11}} = 1.51 + 8.18 = 9.70 \text{ MPa (Tekan)}$$

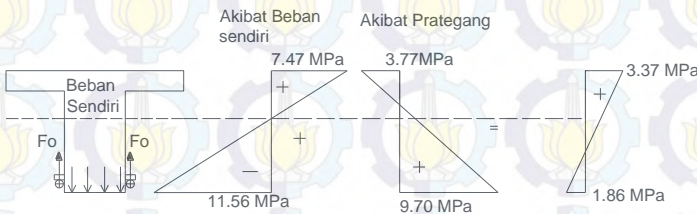


Gambar 8.11 Diagram Tegangan Balok (18 m) Akibat Jacking (sesaat setelah transfer)

Check awal pemberian tegangan pada saat sesaat transfer dan balok hanya menahan berat sendiri

Tegangan atas = akibat beban sendiri + Jacking = $7.47 - 3.77 = 3.70$ MPa (tekan)

Tegangan bawah = $-11.56 + 9.70 = -1.86$ MPa (tarik)



Gambar 8.12 Diagram Tegangan Balok (18 m) akibat beban sendiri dan akibat jacking

Gambar menunjukkan bahwa pada saat jacking (beton hanya menahan beban sendiri), sisi bawah mengalami Tarik dan sisi atas mengalami tekan.

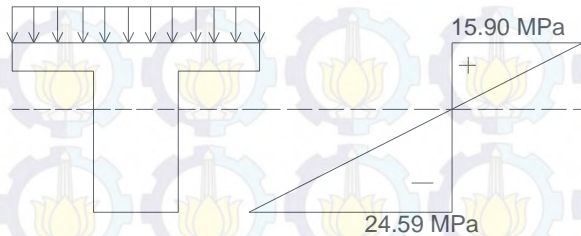
8.3.6. Tegangan Balok saat balok ditimpa beban Kerja 100%

Momen beban kerja (BM 100) = 2427.9 kNm

Tegangan serat atas = $\frac{2427.9 \times 10^6 \times 471}{7.20 \times 10^{11}} = 15.90$ MPa (tekan)

Tegangan serat bawah = $\frac{2427.9 \times 10^6 \times 641.98}{7.20 \times 10^{11}} = -24.59$ MPa (tarik)

Beban Kerja 100%



Gambar 8.13 Diagram Tegangan Balok (12 m) saat memikul beban kerja 100%

8.3.7. Perhitungan Kehilangan prategang sesudah transfer

8.3.7.1 Kehilangan Gaya Prategang Akibat Relaksasi Baja

Rumus kehilangan prategang akibat Relaksasi Baja sebagai berikut :

$$RE = f_{pi} \times \frac{\log t}{10} \left(\frac{f'_{pi}}{f_{pu}} - 0.55 \right)$$

$$F_{pi} = 0.70 \times f_{pu} = 1286.7 \text{ MPa}$$

Asumsi kehilangan gaya prategang yaitu 20%

$$F_{pi}' = (1-0.2) \times 1286.71 = 1029.37 \text{ Mpa}$$

Waktu durasi saat relaksasi diambil 5 tahun

$$T = 5 \times 365 \times 24 = 43800 \text{ jam}$$

$$RE = 1286.7 \times \frac{\log 43800}{10} \left(\frac{1041.6}{1860} - 0.55 \right)$$

$$RE = 16.04 \text{ MPa}$$

Besar Gaya prategang akibat relaksasi

$$RE = 16.04 \times 1202.1 = 19.27 \text{ kN}$$

8.3.7.2. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Susut

Rumus kehilangan prategang akibat susut sebagai berikut :

$$SH = 8.2 \times 10^6 KSH \left[1 - \frac{0.0236V}{S} \right] [100 - RH]$$

$$KSH = 0.694$$

$$V/S = 0.159 \text{ (didapat dari perbandingan luas dan keliling penampang)}$$

$$Es = 200000 \text{ MPa}$$

$$RH = 75.$$

$$Ast = 1201.2 \text{ mm}^2$$

Maka kehilangan prategang akibat susut :

$$SH = 8.2 \times 10^6 \times Ast \times KSH \left[1 - \frac{0.0236V}{S} \right] [100 - RH]$$

$$SH = 8.2 \times 10^6 \times 1201.2 \times 0.694 [1 - 0.0236 \times 0.159] [100 - 75]$$

$$SH = 34050 \text{ N} = 34.050 \text{ kN}$$

8.3.7.3. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Rangkak

Rumus kehilangan prategang akibat rangkak sebagai berikut :

$$CR = Kcr \times \frac{Es}{Ec} \times (fcir - fcds)$$

$$Kcr \text{ untuk pasca Tarik} = 1$$

$$Es = 200000 \text{ Mpa}$$

$$Ec = 31798.9 \text{ Mpa}$$

$$As = 1201.2 \text{ mm}^2$$

F_{cir} , Tegangan di beton pada level baja sesaat transfer adalah

$$= \frac{1545600}{970000} + \frac{1545600 \times 548.87 \times 548.87}{1.33 \times 10^{11}} - \frac{1.0 \times 10^9 \times 548.87}{1.33 \times 10^{11}}$$

$$= 0.96 \text{ MPa}$$

M_{sd} = 180.57 kNm = 180.57 x 10⁶ Nmm

f_{cst}, Tegangan di beton pada level baja akibat beban mati tambahan

$$= \frac{180.57 \times 10^6 \times 491.94}{1.33 \times 10^{11}} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$CR = 1,00 \times \frac{200000}{31798.9} \times (0.96 - 0.74)$$

$$CR = 1641.6 \text{ N} = 1.641 \text{ kN}$$

Total Kehilangan Prategang = RE + SH + CR

$$= 19.07 + 34.05 + 1.64 = 54.76 \text{ kN}$$

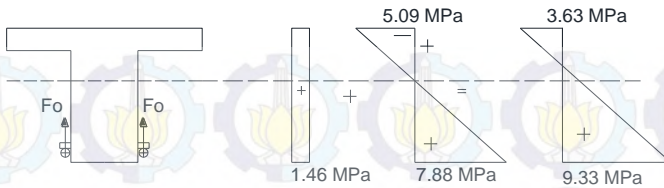
Sisa gaya prategang yaitu sebesar :

$$\Delta F = f_o - \text{total loss} = 1472.35 - 54.76 = 1417.32$$

8.3.8 Tegangan Balok akibat jacking (Akhir Tahap 2)

$$\text{Tegangan atas} = \frac{F_e}{A} - \frac{F_e \cdot e_{yt}}{I_e} = \frac{1417.32 \times 10^3}{970000} - \frac{1417.32 \times 10^3 \cdot 548.8 \cdot 471.13}{7.20 \times 10^{10}} = 1.46 - 5.09 = -3.63 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan bawah} = \frac{F_e}{A} + \frac{F_e \cdot e_{yb}}{I_e} = \frac{1417.32 \times 10^3}{970000} + \frac{1417.32 \times 10^3 \cdot 548.8 \cdot 728.8}{7.20 \times 10^{10}} = 1.46 + 7.88 = 9.33 \text{ MPa}$$



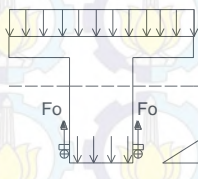
Gambar 8.14 Diagram Tegangan Balok (18 m) akibat jacking (setelah kehilangan total)

8.3.9. Tegangan balok saat beban muatan 100% dibantu dengan gaya prategang Luar

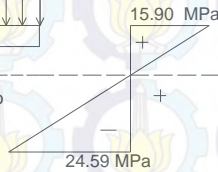
Tegangan atas = $15.90 - 3.63 = 12.26$ MPa

Tegangan Bawah = $-24.59 + 9.33 = -15.25$ MPa

Beban Kerja 100%



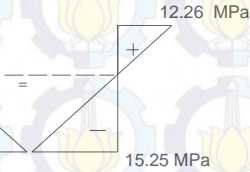
Akibat Beban sendiri



Akibat Prategang



Tegangan Total



Gambar 8.15 Diagram Tegangan Balok (18 m) saat memikul beban kerja 100% dan dengan perkuatan prategang eksternal

8.3.10. Perhitungan Momen Nominal Momen nominal dihitung supaya mengetahui apakah balok sanggup menerima momen atau tidak. Berikut perhitungan momen Nominal balok.

$$a = \frac{A_s f_y + A_{ps} F_{ps}}{0.85 f'_c b f} = \frac{9650 \times 400 + 1201.2 \times 1286.7}{0.85 \cdot 35 \cdot 17500} = 103.83 \text{ mm} < h_f = 200 \text{ mm}$$

Balok dianalisis sebagai balok persegi. Maka Momen Nominal Balok adalah

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_{ps} F_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = 9650 \cdot 400 \left(1102 - \frac{103.7}{2} \right) + 1201.2 \cdot 1286.7 \left(1020 - \frac{103.7}{2} \right)$$

$$Mn = 5549.9 \text{ kNm}$$

$$\phi Mn = 5549.9 \times 0.8 = 4439.9 \text{ kNm} > Mu (100) \\ = 3770 \text{ kNm (OK)}$$

Persentase momen yang ditahan baja prategang dan non prategang :

$$\begin{aligned} \% \text{Baja Prategang} &= \frac{Aps Fps \left(dp - \frac{a}{2} \right)}{Mn} \\ &= \frac{1201.2 \cdot 1286.7 \left(1020 - \frac{103.7}{2} \right)}{5549.9} = \frac{1496}{5549.9} \\ &= 26.95\% \sim 27\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \% \text{Baja Non Prategang} &= \frac{As Fy \left(d - \frac{a}{2} \right)}{Mn} \\ &= \frac{9650 \cdot 1286.7 \left(1102 - \frac{103.7}{2} \right)}{5549.9} = \frac{4053.3}{5549.9} \\ &= 73.05\% \sim 73\% \end{aligned}$$

Dari persentase diatas menunjukan bahwa baja prategang memberikan kekuatan sekitar 27% dari seluruh kekuatan balok. Nilai ini sesuai dengan apa yang direncanakan sebelumnya bahwa prategang eksternal menahan beban kerja sebanyak 30% dari total beban kerja.

Lendutan akibat prestress :

$$\begin{aligned} \Delta_{jacking} &= \frac{5 F_o e L^2}{48 E_c I} = \frac{5 \cdot 1545600 \cdot 548 \cdot 18000^2}{48 \cdot 31798 \cdot 7.20 \times 10^{11}} \\ &= 13.46 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lendutan akibat beban hidup dan mati akibat beban kerja 100% :

Beban Bekerja	Δ (mm)
Beban Sendiri	16.91
Beban Mati Tambahan	2.34
Beban Hidup UDL	11.37
Beban Hidup KEL	7.70
Beban Hidup T	8.88
Beban Angin	0.69
Total	39.02

Tabel 8.2. Lendutan (18 m) akibat beban Layan

Lendutan Total = Lendutan akibat jacking – L beban 100%

$$= 39.02 - 13.46$$

$$= 25.56 \text{ mm} < L/480 = 37.5 \text{ mm}$$

8.3.11 Perhitungan saddle dan Angkur

Gaya yang ditimbulkan akibat jacking pada angkur berbeda dengan gaya pada saddle. Ini dikarenakan efek fungsi kemiringan tendon yang dipasang seperti pada gambar dibawah ini :



Gambar 8.16 Gaya pada Saddle dan Angkur (18 m)

Gaya pada angkur = $F_0/2 = 772.8 \text{ kN}$

Gaya pada saddle = $F_0 \cos \alpha = 47.04 \text{ kN}$

Kontrol Rod Baja

Gaya pada Rod = 47041 N = 47.04 kN

Digunakan baja rod dengan mutu BJ 41 ($f_y = 250$). Maka kekuatan geser Baja Rod :

$$\tau_{rod} = 0.6 \times f_y = 150 \text{ MPa}$$

Dipakai 3 buah rod pada saddle maka gaya yang diterima tiap rod :

$$f_{rod} = \frac{47041}{3} = 15680 \text{ N}$$

Diameter Rod yang dibutuhkan :

$$\frac{P}{A} = 150 \text{ MPa}$$

$$\frac{15680}{D^2} = 150 \text{ MPa}$$

$$D^2 = 133.1 \text{ mm}^2$$

$$D = 11.53 \text{ mm}$$

maka dipakai diameter Rod sebesar 5 cm.

Analisa Las pada saddle :

Misal tebal las 1 cm = 10 mm

Melalui perhitungan didapat Luasan Las = 29080 mm²

Gaya yang bekerja pada saddle adalah gaya sentris terpusat pada titik berat. Maka gaya geser pada sambungan las :

$$f_v = \frac{F_o}{A_{las}} = \frac{47041.9}{29080} = 1.62 \text{ MPa}$$

$$f_v < \phi f_n = 0.75 \cdot 0.6 \cdot 492 = 221.4 \text{ MPa (OK)}$$

$$t_{e \text{ perlu}} \geq \frac{f}{\phi f_n} = \frac{1.62}{221.4} = 0.0073 = 0.073 \text{ mm}$$

$$a = \frac{0.0073}{0.707} = 0.010 \text{ cm} = 0.1 \text{ mm}$$

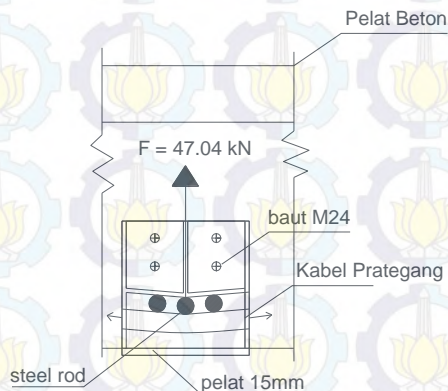
Kontrol a :

$$a_{max} = t_p - 1.6 = 15 - 1.6 = 13.4 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 5 \text{ mm}$$

Jadi dipakai $a = 5 \text{ mm}$

Analisa Baut pada saddle



Gambar 8.17 Sambungan pada Saddle (18 m)

Gaya yang terpusat pada saddle merupakan gaya sentris terpusat maka digunakan Anchorage bolt for Concrete dari Hilti USA dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tipe : HSL-3 Bolt M24 diameter $\phi 24$

Kekuatan Tarik : $63452 \text{ lb} = 282.2 \text{ kN}$

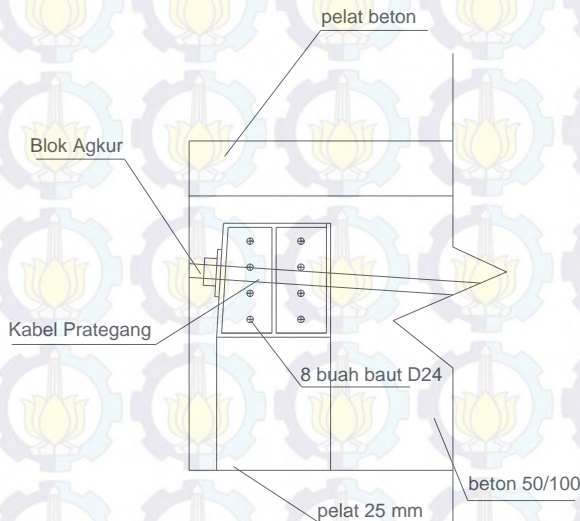
Kekuatan geser : $45951 \text{ lb} = 204.4 \text{ kN}$

Pada saddle dicoba baut sebanyak 4 buah. Gaya geser pada baut :

$$F_{geser} = \frac{47041.9}{4} = 11.76 \text{ kN} < 204.4 \text{ kN (OK)}$$

Baut dapat menahan beban.

Kontrol Sambungan pada Angkur



Gambar 8.18 Sambungan pada angker (18 m)

Kontrol Las

Direncanakan :

Pelat 25 mm

pakai mutu las E_{70xx}

Gaya prategang = $1545600/2 = 77280 \text{ kN}$

Misal tebal pelat : 1 cm = 10 mm

Total Luas Las = 9680 mm²

$$\text{Total } I_p = 7.75 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

eksentrisitas dari gaya prategang ke titik berat las, $e = 20 \text{ mm}$

$$M_u = P_u \times e = 77280 \times 20 = 1.545 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

Tegangan akibat gaya prategang (sentris) :

$$f_{vp} = \frac{77280}{9680} = 79.8 \text{ MPa}$$

Tegangan akibat M_u :

$$f_{vm} = \frac{1.545 \times 10^7 \times 198}{7.75 \times 10^{10}} = 3.95 \text{ MPa}$$

$$f_{hm} = \frac{1.545 \times 10^7 \times 195}{7.75 \times 10^{10}} = 3.89 \text{ MPa}$$

Total :

$$f_{total} = \sqrt{(79.8 + 3.95)^2 + 3.89^2} = 83.88 \text{ MPa}$$

Tebal las : 10 cm

$$\phi f_n = \phi \cdot 0.6 \cdot 492 \text{ MPa} = 0.75 \times 0.6 \times 492 = 221.4 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal Las : } t_e = \frac{83.88}{221.4} = 0.378 \text{ cm} = 3.78 \text{ mm}$$

$$a = \frac{0.378}{0.707} = 0.535 \text{ cm} = 5.35 \text{ mm}$$

Syarat $a_{min} = 6 \text{ mm}$. dipakai $a = 6 \text{ mm}$.

Kontrol Baut

Baut pada angker terkena gaya lentur akibat adanya eksentrisitas dari kabel tendon ke pusat berat baut

Mula mula dicoba 8 baut diameter 24 mm.

e dari pusat tendon ke pusat berat baut, $e = 82.5 \text{ mm}$

$$Mu = Pu \times e = 772800 \times 82.5 = 6.37 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\Sigma(X^2) = 69192 \text{ mm}^2$$

$$T_{\text{tarik pada baut terjauh}} = \frac{M_u \cdot X_{\max}}{\Sigma X^2} = \frac{6.37 \times 10^7 \times 93}{69192} \\ = 85.69 \text{ kN}$$

Karena terjadi gaya Tarik pada baut terjauh maka ada pengurangan gaya geser sebesar :

$$V_{\text{sisa}} = V_n \left[1 - \frac{T_{\max}}{1.13T_n} \right] = 204.4 \left(1 - \frac{85.69}{1.13 \times 282.2} \right) \\ = 149.48 \text{ kN}$$

Gaya Geser yang terjadi pada baut :

$$K_{UV1} = \frac{Fo}{n} = \frac{772800}{8} = 96600 \text{ kN}$$

Tegangan akibat Mu :

Eksentrisitas dari tendon ke titik berat baut, $e = 20 \text{ mm}$

$$Mu = 772800 \times 20 = 15456000 \text{ Nmm}$$

$$\Sigma(x^2 + y^2) = 141392 \text{ mm}^2$$

$$K_{UV2} = \frac{M_U x}{\Sigma(x^2 + y^2)} = \frac{15456000 \times 93}{141392} = 10.17 \text{ kN}$$

$$K_{UH} = \frac{M_U y}{\Sigma(x^2 + y^2)} = \frac{15456000 \times 95}{141392} = 10.38 \text{ kN}$$

Tegangan Total :

$$K_{TOTAL} = \sqrt{(96.6 + 10.17)^2 + (10.38)^2} = 107.26 \text{ kN}$$

$$107.26 < 149.48 \text{ (ok)}$$

BAB IX KESIMPULAN

9.1 Kesimpulan

Dari hasil analisa dan perhitungan pada tugas akhir ini, maka dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Studi Bentang 12 meter direncanakan dengan tinggi balok 80 cm dan lebar 40 cm membutuhkan tulangan lentur sebanyak 7D29 dan tulangan sengkang D13-400. Sedangkan studi bentang 18 meter direncanakan tinggi balok 100 cm dan lebar balok 60 cm membutuhkan tulangan lentur sebanyak 12D32 dan tulangan sengkang D13-250.
2. Perencanaan Abutmen juga dilakukan pada kedua bentang. Pada studi bentang 12 meter direncanakan Abutmen dengan panjang 2.8 meter, tinggi 3.5 meter, dan lebar 8.6 meter. Sedangkan Studi bentang 18 meter direncanakan abutmen dengan panjang 3 meter, lebar 9.4 meter, dan tinggi 4 meter.
3. Ternyata perencanaan jembatan kelas IIIa tidak sanggup menahan beban muatan 100% pada kedua bentang sehingga membutuhkan perkuatan prategang eksternal pada kedua bentang
4. Pada studi bentang 12 meter dibutuhkan prategang eksternal dengan gaya F_o 772.8 kN. Sehingga membutuhkan 6 strands diameter 12.7 mm. sedangkan studi bentang 18 meter dibutuhkan gaya prategang F_o 1545.6 kN. Sehingga membutuhkan 12 strands diameter 12.7 mm.
7. Prategang eksternal berfungsi mengurangi lendutan. Pada bentang 12 meter lendutan yang semula 16.6 mm berkurang menjadi 10.13 mm akibat gaya jacking. Begitu

pula pada bentang 18 m lendutan berkurang dari 39.02 menjadi 25.56 mm

9.2Saran

Perlu dipelajari lebih lanjut mengenai tegangan pada balok untuk perkuatan prategang eksternal agar kedepan bisa lebih akurat dan dipakai untuk jembatan di Indonesia.



DAFTAR PUSTAKA

BMS-1992 Bagian 8. **Bridge Management System**, Direktorat Jenderal Bina Marga, 1992.

Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah. **Perkuatan struktur atas jembatan pelat berongga dengan metode prategang eksternal**. 2004

Nawy, Edward G. Prestressed Concrete, Third Edition. Trans. Suryoatmono, Bambang. 2001. **Beton Prategang : Suatu pendekatan mendasar**, Edisi Ketiga jilid I. Jakarta: Erlangga

Nawy, Edward G. Prestressed Concrete, Third Edition. Trans. Suryoatmono, Bambang. 2001. **Beton Prategang : Suatu pendekatan mendasar**, Edisi Ketiga jilid II. Jakarta: Erlangga

Marwan dan Isdarmanu. 2006. **Buku Ajar: Struktur Baja I**. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.

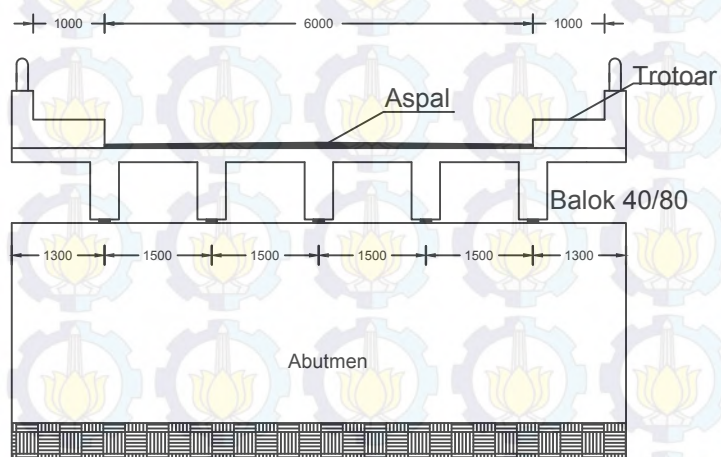
Osimani, Filippo. **The Use of Unbonded Tendons for Prestressed Concrete Bridges**. Stockholm, 2004.

SNI 2833-2013, **Perancangan Jembatan Terhadap Beban Gempa**. Badan Standardisasi Nasional, Jakarta

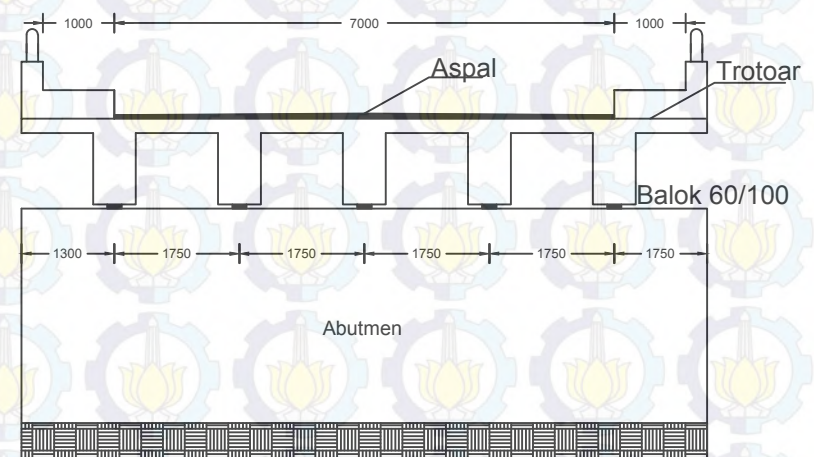
SNI 2847 2013, **Persyaratan Beton untuk Struktural Gedung**. Badan Standardisasi Nasional, Jakarta

RSNI T-02-2005, **Standar Pembebanan Untuk Jembatan**. Badan Standardisasi Nasional, Jakarta, 2005.

Wahyudi. H. 2009. **Daya Dukung Pondasi Dalam**. Surabaya. Teknik Sipil FTSP-ITS



Tampak melintang gelagar 12 meter



Tampak melintang gelagar 18 meter



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

DOSEN ASISTEN

Prof. Tavio, ST, MT, P.hD
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS

JUDUL GAMBAR

Tampak melintang Jembatan

MAHASISWA

Michael Ignatius
3111100098

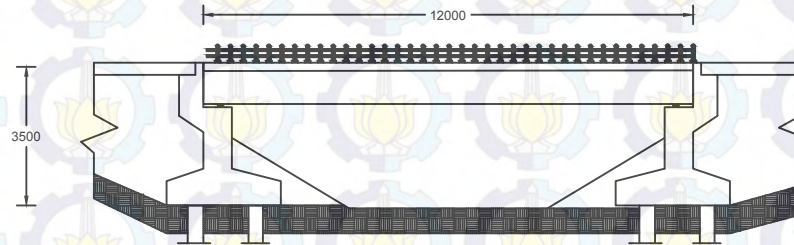
SKALA

1 : 125

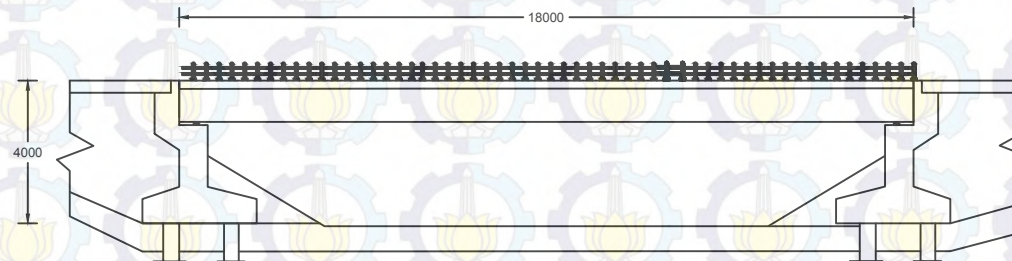
LEMBAR

1

JUMLAH



Tampak Samping gelagar 12 meter



Tampak Samping gelagar 18 meter



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

DOSEN ASISTEN

Prof. Tavio, ST, MT, P.hD
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS

JUDUL GAMBAR

Tampak Samping Jembatan

MAHASISWA

Michael Ignatius
3111100098

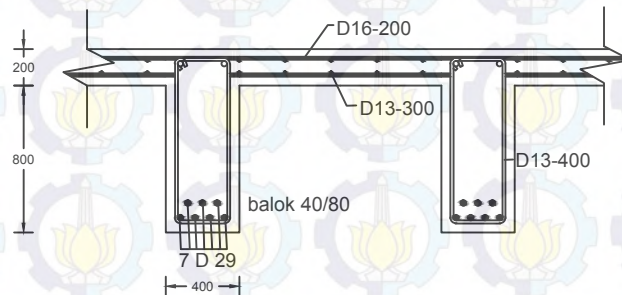
SKALA

1 : 250

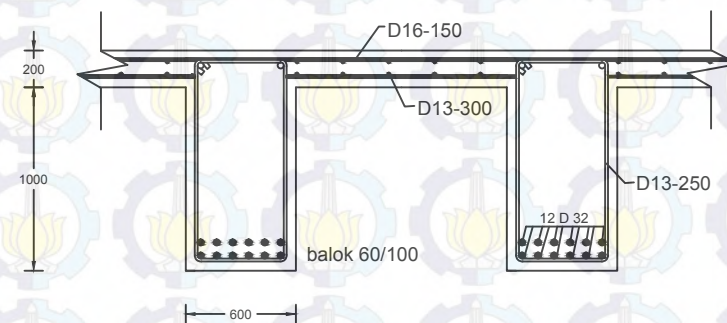
LEMBAR

2

JUMLAH



Penulangan Balok dan pelat gelagar 12 meter



Penulangan Balok dan pelat gelagar 18 meter



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

DOSEN ASISTEN
Prof. Tavio, ST, MT, P.hD
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS

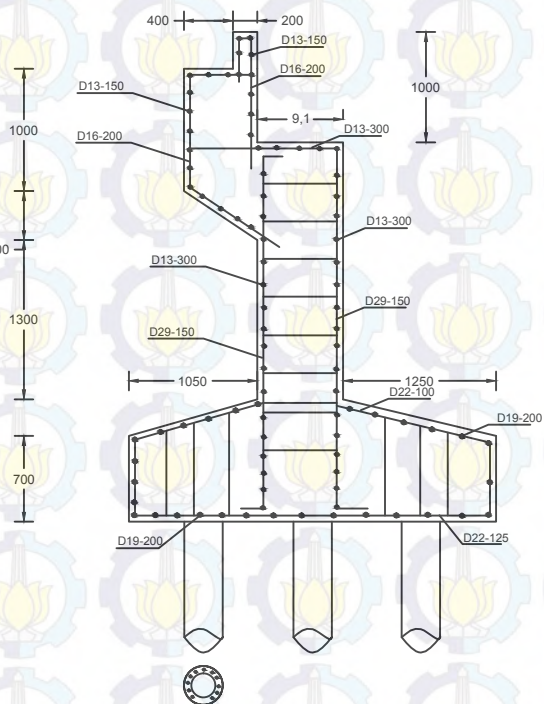
JUDUL GAMBAR
Penulangan Balok dan Pelat

MAHASISWA
Michael Ignatius
3111100098

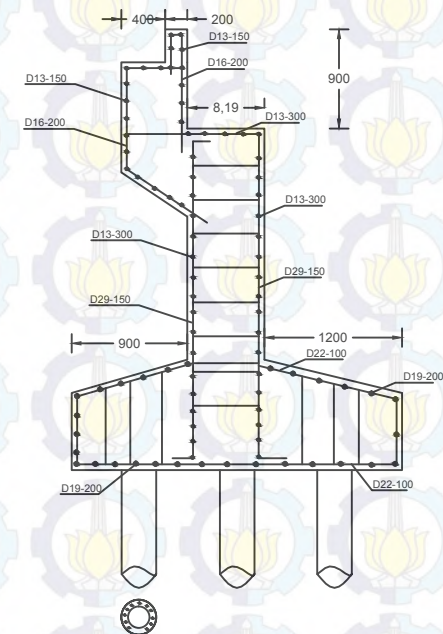
SKALA
1 : 50

LEMBAR
3

JUMLAH



Penulangan Abutmen gelagar 18 meter



Penulangan Abutmen gelagar 12 meter



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

DOSEN ASISTEN
Prof. Tavio, ST, MT, P.hD
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS

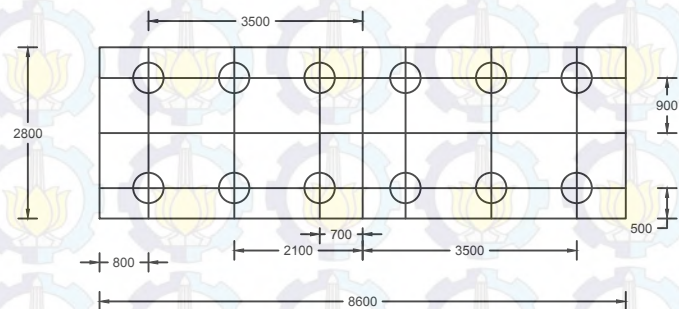
JUDUL GAMBAR
Penulangan Abutmen

MAHASISWA
Michael Ignatius
3111100098

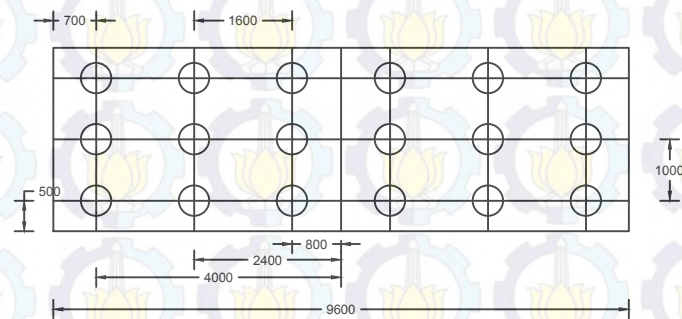
SKALA
1 : 75

LEMBAR
4

JUMLAH



Detail Pile Cap bentang 12 meter



Detail Pile Cap bentang 18 meter



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

DOSEN ASISTEN

Prof. Tavio, ST, MT, P.hD
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS

JUDUL GAMBAR

Denah Pile Cap

MAHASISWA

Michael Ignatius
3111100098

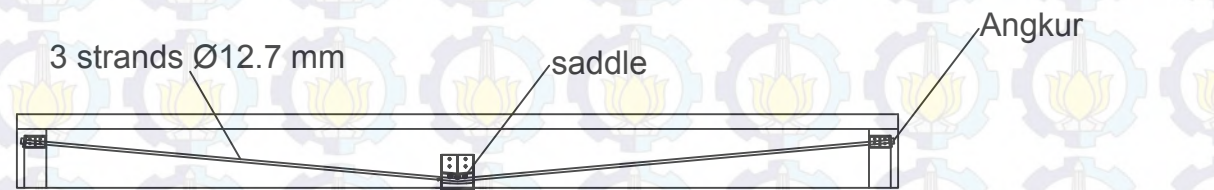
SKALA

1 : 150

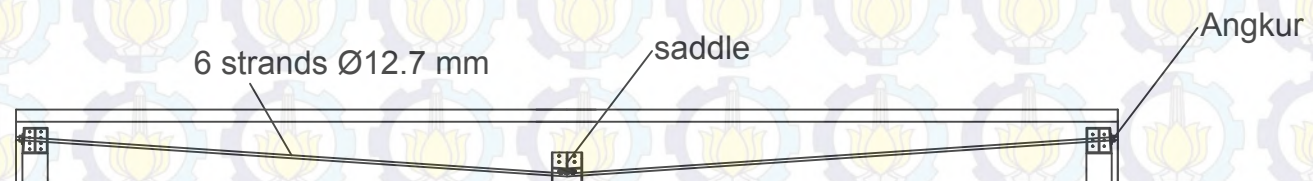
LEMBAR

5

JUMLAH



Perkuatan Eksternal Tampak Samping bentang 12 meter



Perkuatan Eksternal Tampak Samping bentang 18 meter



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

DOSEN ASISTEN
Prof. Tavio, ST, MT, P.hD
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS

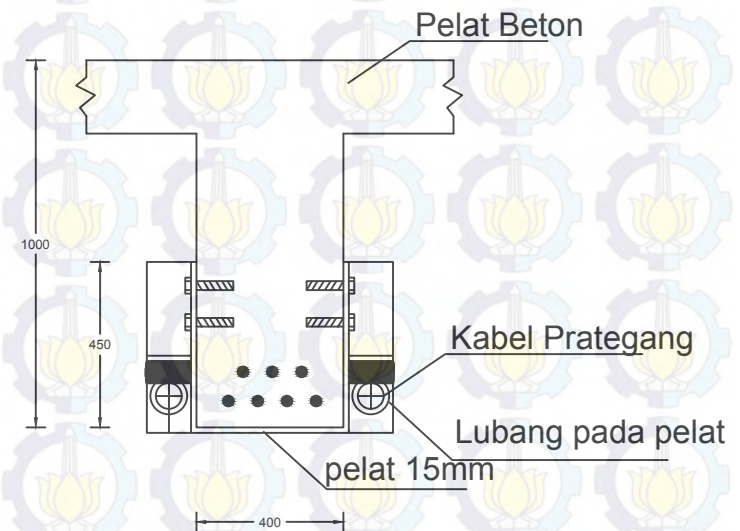
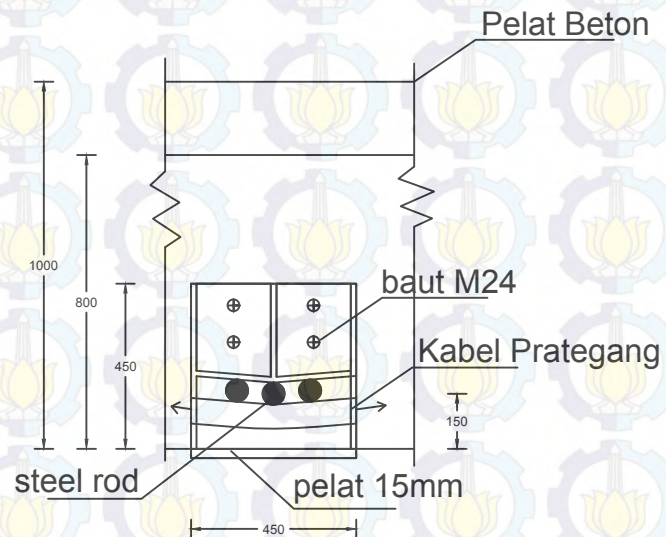
JUDUL GAMBAR
Tampak Samping Perkuatan
Eksternal

MAHASISWA
Michael Ignatius
3111100098

SKALA
1 : 150

LEMBAR
6

JUMLAH



Detail Saddle pada tengah bentang gelagar 12 m



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

DOSEN ASISTEN

Prof. Tavio, ST, MT, P.hD
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS

JUDUL GAMBAR

Detail Saddle bentang 12 meter

MAHASISWA

Michael Ignatius
3111100098

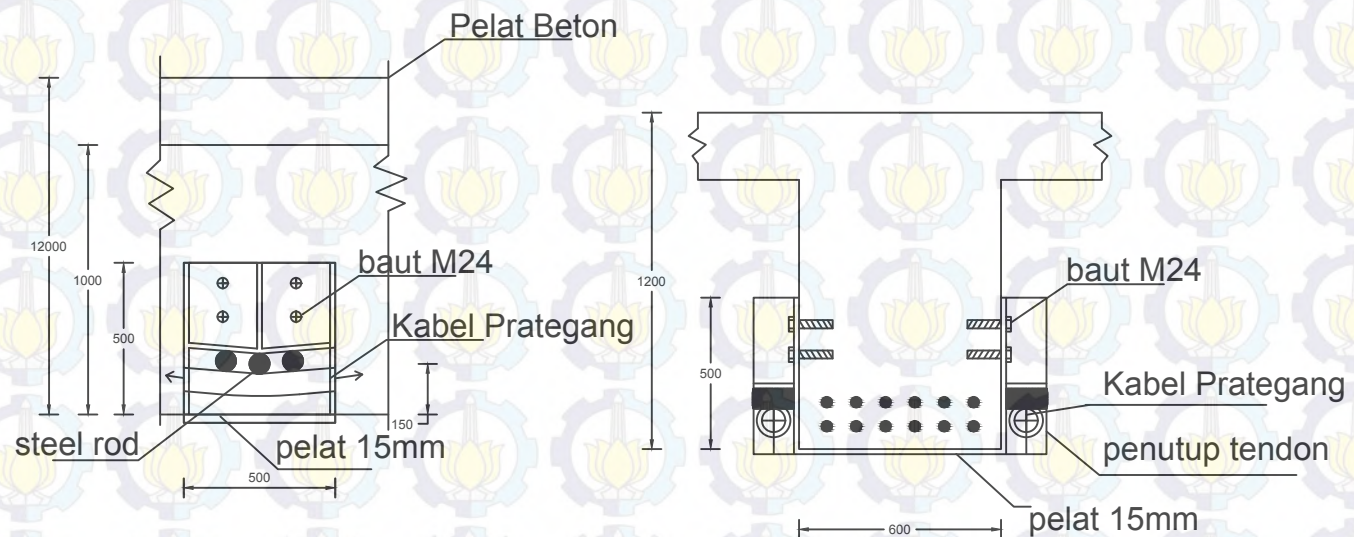
SKALA

1 : 25

LEMBAR

7

JUMLAH



Detail Saddle pada tengah bentang gelagar 18 m



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

DOSEN ASISTEN

Prof. Tavio, ST, MT, P.hD
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS

JUDUL GAMBAR

Detail Saddle bentang 18 m

MAHASISWA

Michael Ignatius
3111100098

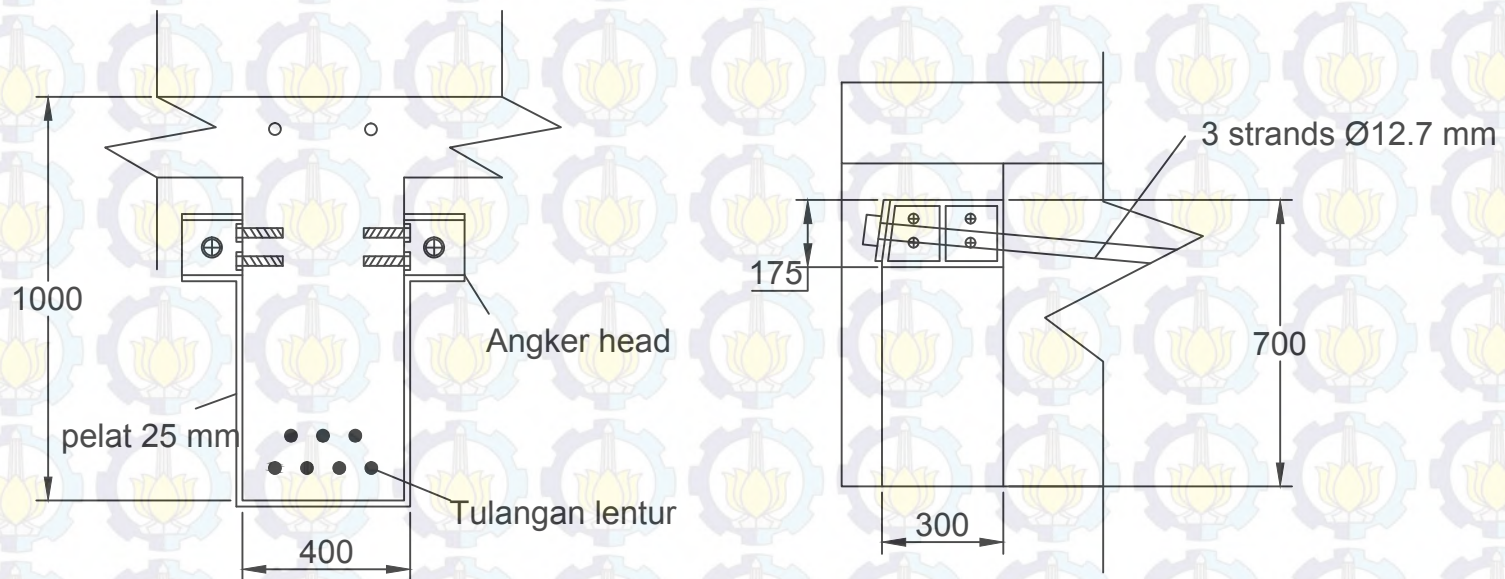
SKALA

1 : 25

LEMBAR

8

JUMLAH



Detail Angkur pada ujung bentang gelagar 12 m



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

DOSEN ASISTEN

Prof. Tavio, ST, MT, P.hD
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS

JUDUL GAMBAR

Detail Angkur bentang 12 meter

MAHASISWA

Michael Ignatius
3111100098

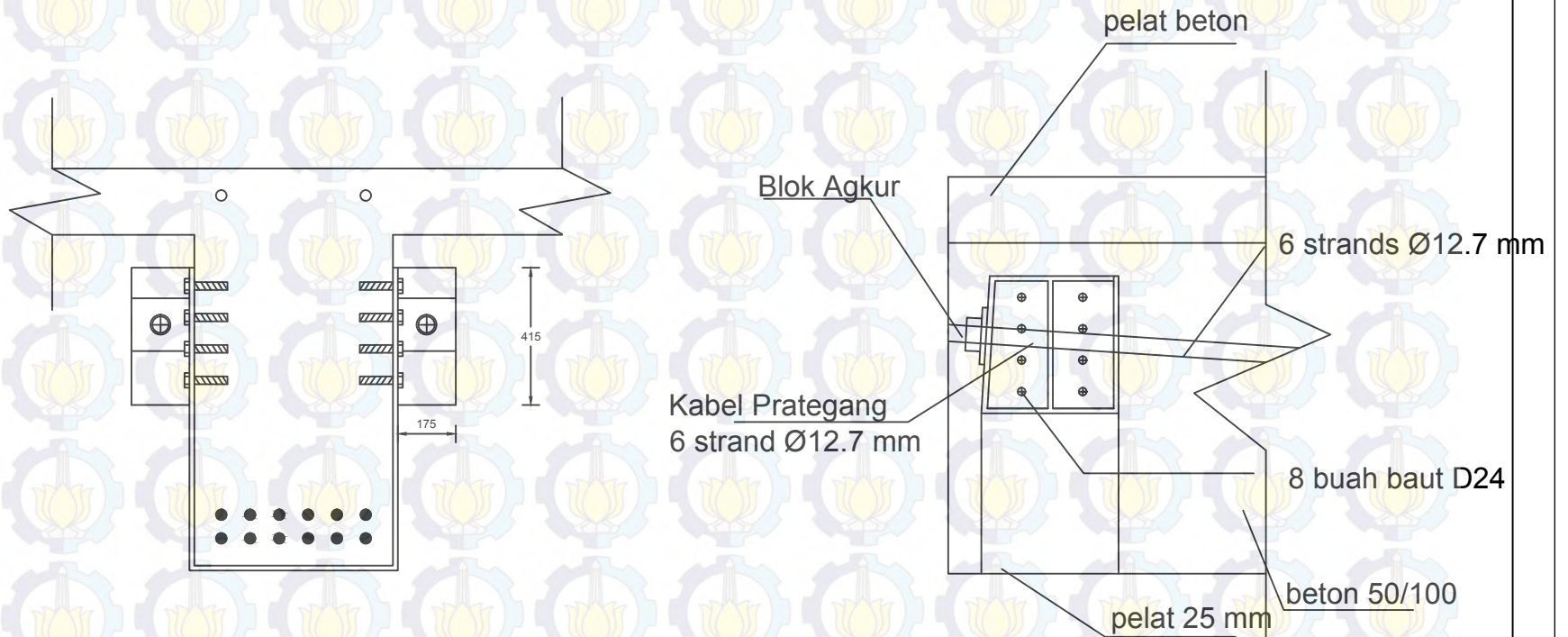
SKALA

1 : 25

LEMBAR

9

JUMLAH



Detail Angkur pada ujung bentang gelagar 18 m



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

DOSEN ASISTEN
Prof. Tavio, ST, MT, P.hD
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS

JUDUL GAMBAR
Detail Angkur bentang 18 meter

MAHASISWA
Michael Ignatius
3111100098

SKALA
1 : 25

LEMBAR
10

JUMLAH

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Surabaya pada tanggal 25 Maret 1994, merupakan anak kelima dari lima bersaudara dengan nama lengkap Michael Ignatius Mundung. Penulis telah menempuh pendidikan formal pada SDN Krembangan Selatan VII (2000-2005), SLTPN 2 Surabaya (2005-2008), SMAN 7 Surabaya (2008-2011) dan terdatar sebagai mahasiswa Teknik Sipil pada tahun 2011 dengan NRP 3111100098 melalui jalur SNMPTN.

Dijurusan teknik sipil, penulis mendalami bidang struktur. Selama kuliah penulis aktif sebagai anggota Paduan Mahasiswa ITS dan mengikuti berbagai perlombaan tingkat nasional maupun Internasional. Selain itu penulis juga pernah menjuarai (Juara 2) Kompetisi Jembatan Indonesia yang diselenggarakan DIKTI pada tahun 2013.

Email : Michaeligna98@gmail.com